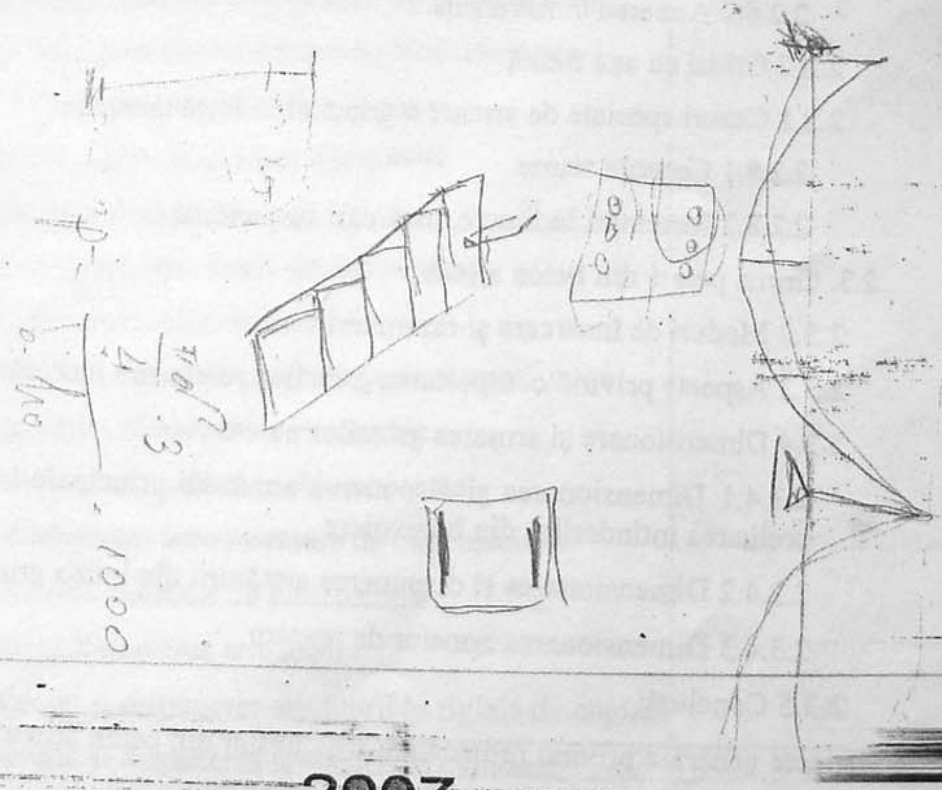
Viorel Popa

Construcţii de beton armat

Note de curs
Secţia Inginerie Economică



2007

Cuprins:

2. Elemente structurale din beton armat 3

2.1. Plăcile plane din beton armat monolit 3

2.1.1 Plăci armate pe o singură direcţie 4

2.1.1.2 Schematizarea pentru calcul 5

2.1.1.3 Calculul prin metoda echilibrului elastic 5

2.1.1.4 Dimensionarea armăturilor 7

2.1.1.5 Reguli de armare, condiţii constructive 8

2.1.2 Plăcile armate pe două direcţii 10

2.1.2.2 Calculul eforturilor prin metoda echilibrului elastic 11

2.1.2.3 Calculul eforturilor prin metoda echilibrului limită 14

2.1.2.4 Dimensionarea armăturilor 18

2.1.2.5 Reguli de armare, condiţii constructive 18

2.2. Grinzi din beton armat 20

2.2.2 Schematizarea pentru calcul a grinzilor 21

2.2.3 Calcul eforturilor în grinzi prin metoda echilibrului elastic 23

2.2.4 Calcul eforturilor în grinzi prin metoda echilibrului limită 24

2.2.5 Dimensionarea armăturilor 25

2.2.6 Armarea grinzilor, condiţii constructive 28

2.2.6.1 Armarea longitudinală 28

2.2.6.2 Armarea transversală 29

2.2.7 Grinzi cu axa frântă 30

2.2.8 Cazuri speciale de armare a grinzilor la forţă tăietoare 32

2.2.8.1 Console scurte 32

2.2.8.2 Rezemări indirecte, încărcări suspendate 34

2.3. Grinzi perete din beton armat 36

2.3.2 Moduri de încărcare şi rezemare: 37

2.3.3 Aspecte privind comportarea grinzilor perete sub încărcări 37

2.3.4 Dimensionare şi armarea grinzilor perete 39

2.3.4.1 Dimensionarea şi dispunerea armăturii principale longitudinale pentru preluarea întinderilor din încovoiere 40

2.3.4.2 Dimensionarea şi dispunerea armăturii din inima grinzilor pereţi 41

2.3.4.3 Dimensionarea zonelor de reazem 42

2.3.5 Concluzii 43

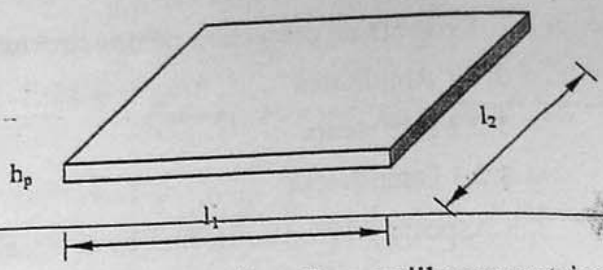
3. Aspecte generale privind proiectarea structurilor din beton armat 44

3.1. Acţiuni în construcţii 44
3.1.1 Clasificarea şi gruparea acţiunilor conform normativelor româneşti 44
3.1.2 Acţiunea seismică 45
3.2. Exigenţe de proiectare pentru structurile din beton armat 53
3.2.1 Rigiditatea 53
3.2.2 Rezistenţa 54
3.2.3 Ductilitatea 55
3.3. Aspecte privind conformarea de ansamblu a structurilor de beton armat 58
3.3.2 Analiza răspunsului seismic în plan orizontal 59
3.3.3 Criterii privind regularitatea structurii în elevaţie 65
3.4. Metoda proiectării capacităţii de rezistenţă 68
3.5. Etapele proiectării seismice a unei structuri 71
4. Construcţii cu structuri în cadre din beton armat 72
4.1. Definiţie, alcătuire de ansamblu 72
4.2. Comportarea sub încărcări, mecanisme de plastificare 73
4.3. Proiectarea structurilor în cadre 76
4.3.1 Asigurarea rigidităţii la acţiuni laterale 76
4.3.1.1 Verificarea rigidităţii laterale conform P100/92 76
4.3.1.2 Verificarea rigidităţii laterale conform P100/2005 78
4.3.2 Stabilirea eforturilor secţionale de dimensionare 78
4.3.2.1 Momente încovoietoare de dimensionare 79
4.3.2.2 Forţe tăietoare de dimensionare 82
4.3.3 Măsuri pentru asigurarea ductilităţii 84
4.4. Infrastructuri şi fundaţii 87
5. Construcţii cu pereţi structurali din beton armat 89
5.1. Alcătuirea structurilor cu pereţi 89
5.2. Determinarea eforturilor secţionale de dimensionare 92
5.2.1 Rigiditatea elementelor structurale 92
5.2.2 Stabilirea eforturilor de dimensionare 94
5.2.2.2 Momente încovoietoare de dimensionare 95
5.2.2.3 Forţe tăietoare de dimensionare 98
5.3. Calculul şi dispunerea armăturii 100
5.3.1 Calculul şi dispunerea armăturii în riglele de cuplare 100
5.3.2 Calculul şi dispunerea armăturii în montanţi 102

1. Elemente structurale din beton armat

1.1. Plăcile plane din beton armat monolit

Din punct de vedere geometric plăcile sunt elemente la care două dintre dimensiuni sunt mult mai mari decât cea de a treia. Plăcile sunt supuse in special la încărcări normale pe planul lor median.



$l_1, l_2 >> h_p$

Pentru calcul placa se reduce in general la planul median. Proporţiile geometrice şi natura încărcărilor fac ca plăcile să fie solicitate în principal la momente încovoietoare pe două direcţii (M_x,M_y). Aceste momente pot fi preluate numai prin dispunerea de armătură longitudinală. Forţele tăietoare (Q_x,Q_y) au, în cele mai multe cazuri, valori scăzute ce pot fi preluate în bune condiţii de beton, nefiind necesară armarea transversală.

Grosimea plăcilor influenţează direct natura solicitărilor secţionale astfel:

- plăcile de grosime medie (l_{min}/h_p=10..20) şi plăcile subţiri (l_{min}/h_p=20..40) sunt solicitate predominant la încovoiere. Aceste plăci sunt utilizate la realizarea planşeelor.
- plăcile foarte subţiri ($l_{min}/h_p \geq 40$) sunt solicitate predominant la încovoiere cu forţă axială (efect de membrană).
- plăcile groase ($l_{min}/h_p \leq 10$) sunt solicitate la moment încovoietor şi forţă tăietoare. Aceste plăci se utilizează, de exemplu, ca radiere pentru fundaţii.

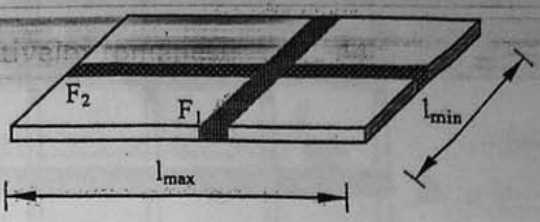
Determinarea solicitărilor secţionale la plăci se poate face prin metode de calcul ce iau în considerare comportarea elastică sau comportarea elasto-plastică. S-au dezvoltat astfel două metode de calcul:

- Metoda echilibrului elastic care are la bază ipotezele şi metodele teoriei elasticităţii.
- Metoda echilibrului limită (calcul postelastic) care are la bază determinarea mecanismului de plastificare. Se ia astfel în considerare posibilitatea redistribuirii eforturilor secţionale prin intrarea în curgere a armăturii.

În mod practic calculul plăcilor prin metoda echilibrului elastic se poate face cu ajutorul programelor de calcul structural adecvate (SAP, ETABS). Pentru calculul plăcilor solicitate normal pe planul lor trebuie utilizate elemente plane de tip „shell". O atenţie deosebită trebuie acordată schematizării reazemelor precum şi concentrărilor de eforturi secţionale ce pot apărea în jurul punctelor de discontinuitate geometrică sau a încărcărilor.

Pentru plăcile cu contur regulat şi încărcări uzuale se utilizează în mod curent coeficienţi determinaţi pentru diferite cazuri de încărcare / rezemare. Distribuţia de momente încovoietoare M_x şi M_y se poate schimba funcţie de modul de rezemare pe contur, de raportul laturilor, de forma conturului şi de modul de încărcare. Această distribuţie se reflectă în modul de armare a plăcii pe cele două direcţii.

Dacă raportul laturilor l_{max}/l_{min} este mai mare decât 2, fâşia F_2 este mai puţin rigidă decât fâşia F_1 şi, prin urmare, încărcarea va fi transmisă preponderent pe direcţia scurtă. Ca urmare, armătura de încovoiere va trebui dispusă predominant pe direcţia 1. Apare astfel noţiunea de placă armată pe o direcţie (predominant).



Trebuie notat ca chiar si plăcile denumite astfel sunt armate practic cu reţele de bare dispuse pe ambele direcţii. În timp ce barele dispuse pe direcţia scurtă rezultă din calcul, barele pe direcţia lungă sunt dispuse pe criterii constructive şi de montaj Aceste bare poartă numele de armătură de repartiţie.

Daca raportul laturilor l_{max}/l_{min} este mai mic decât 2, rigidităţile celor două fâşii sunt comparabile şi încărcarea se transmite pe ambele direcţii. O astfel de placă se numeşte placă armată pe o direcţie.

1.1.1 Plăci armate pe o singură direcţie

După cum s-a menţionat anterior distribuţia şi valorile momentelor încovoietoare Mx şi My depinde atât de modul de rezemare cât şi de raportul laturilor panourilor de placă. În figura ce urmează sunt prezentate câteva cazuri de plăci armate pe o direcţie si diagramele de moment corespunzătoare.

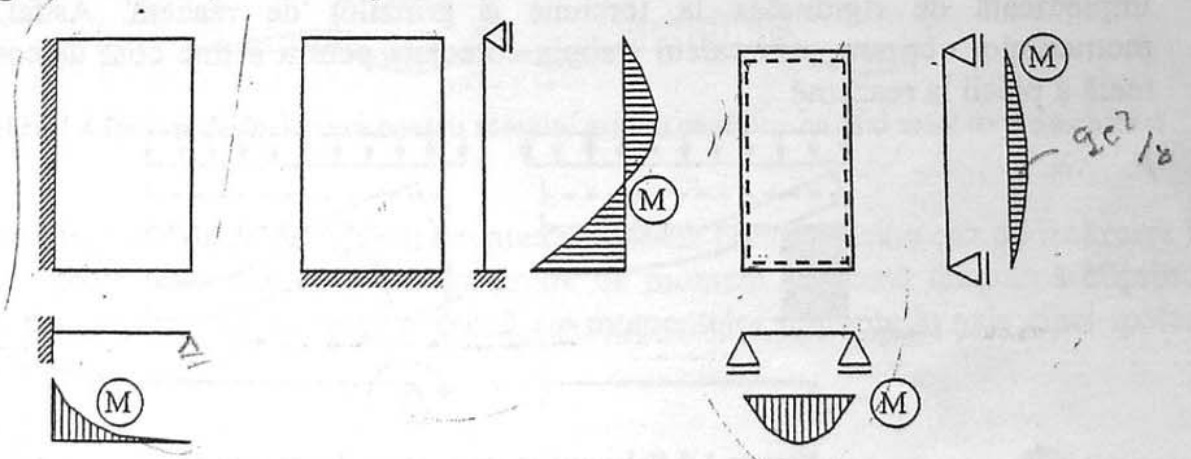


Figura 1.1 Plăci cu descărcare pe o singură direcţie

Sistemele de plăci armate pe o direcţie sunt întâlnite, de exemplu, în cazul planşeelor cu deschidere şi încărcări mari (hale industriale, depozite). Rezolvarea economică a planşeelor se poate face prin alegerea unui sistem de grinzi cu rezemare indirecta.

Daca panourile de placă sunt regulate şi de dimensiuni apropiate calculul eforturilor se poate face prin considerarea unei fâşii de lăţime unitară orientată în lungul laturii scurte. Calculul static al acestei fâşii se poate face ca pentru o grindă continuă prin luarea în calcul a celor mai defavorabile ipoteze de încărcare posibil să apară.

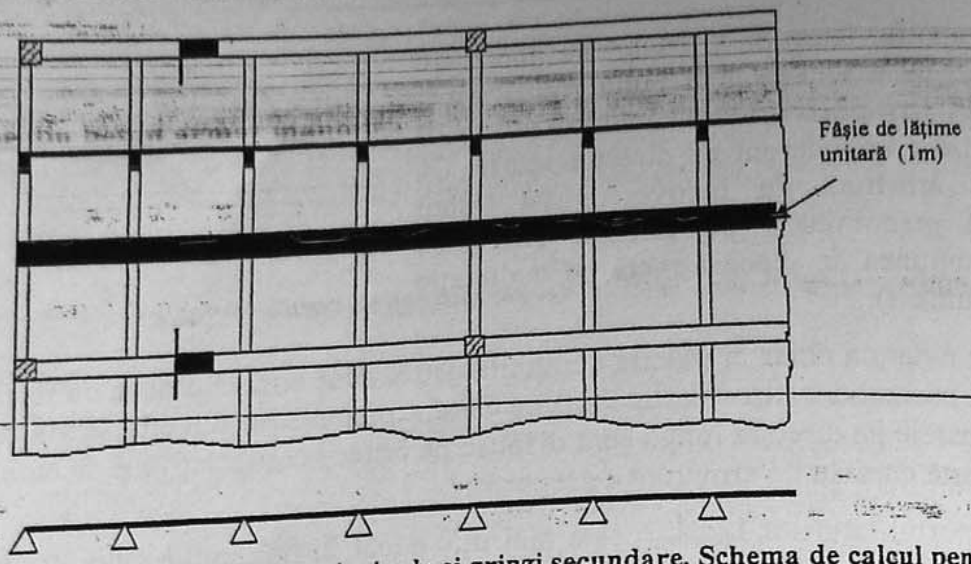


Figura 1.2 Planşeu cu grinzi principale şi grinzi secundare. Schema de calcul pentru placă.

1.1.1.2 Schematizarea pentru calcul

Atunci când placa este legată monolit de grinzi (reazeme) deschiderea ei de calcul poate fi luată ca fiind egală cu lumina ei, l_0.

Pentru calcul, fâşia se poate considera simplu rezemată atât pe reazemele intermediare cât şi pe cele de capăt. În realitate, rotirea plăcii pe reazeme poate fi împiedicată. De exemplu, în cazul planşeelor monolit rotirea liberă a plăcii pe reazemele de capăt este împiedicată de rigiditatea la torsiune a grinzilor de reazem. Astfel, valorile momentelor obţinute prin calcul trebuie corectate pentru a ţine cont de comportarea reală a plăcii la reazeme.

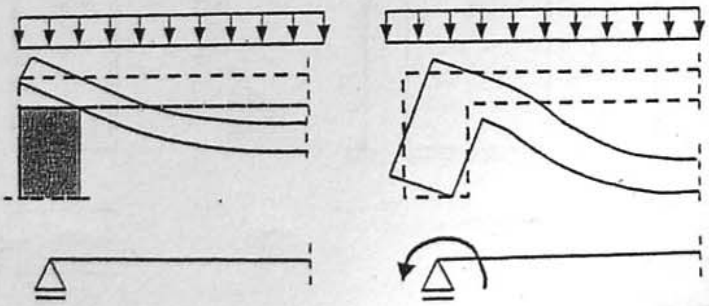


Figura 1.3 Schematizarea reazemului marginal

1.1.1.3 Calculul prin metoda echilibrului elastic

Pentru calculul eforturilor prin metoda echilibrului elastic, numărul de deschideri pentru schema de calcul se ia egal cu numărul real de deschideri dar nu mai mare de 5, deoarece pe schema cu 5 deschideri pot fi găsite toate valorile caracteristice ale momentelor încovoietoare în câmp sau pe reazeme.

În timp ce încărcările permanente au o distribuţie cunoscută încă din faza de proiectare, încărcările temporare pot să fie distribuite în diferite moduri, funcţie de cerinţele de exploatare. În calcul, proiectantul trebuie să ţină cont de cele mai defavorabile moduri de distribuţie posibilă a încărcărilor astfel încât rezultatele procesului de proiectare să fie acoperitoare.

Pentru încărcarea permanentă există o singură ipoteză de acţiune. Pentru încărcările temporare este suficientă considerarea a 4 moduri de distribuţie ce duc la obţinerea valorilor maxime ale momentelor încovoietoare în câmp şi în reazem.

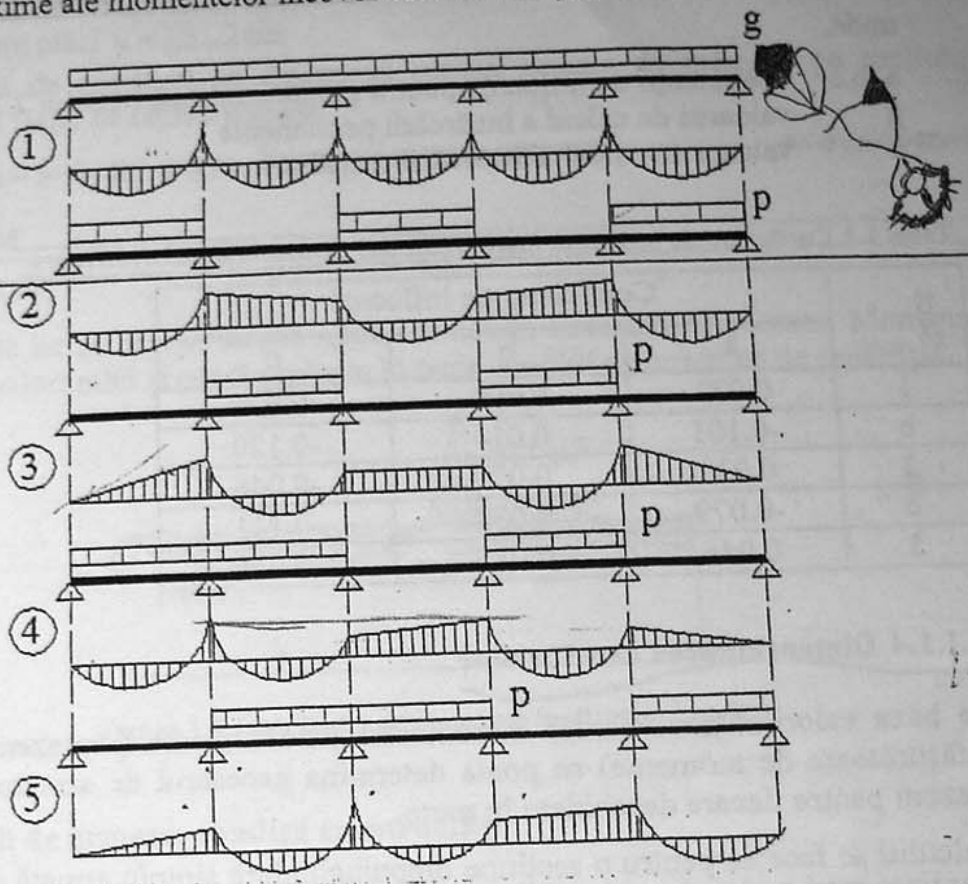


Figura 1.4 Ipoteze de încărcare pentru calculul grinzii continue cu mai mult de 5 deschideri

Pe baza diagramelor de moment încovoietor obţinute pentru fiecare caz de încărcare în parte se poate trasa diagrama înfăşurătoare de moment. Această diagramă cuprinde pentru fiecare secţiune valoarea maximă ale momentelor obţinute în cele cinci ipoteze de încărcare.

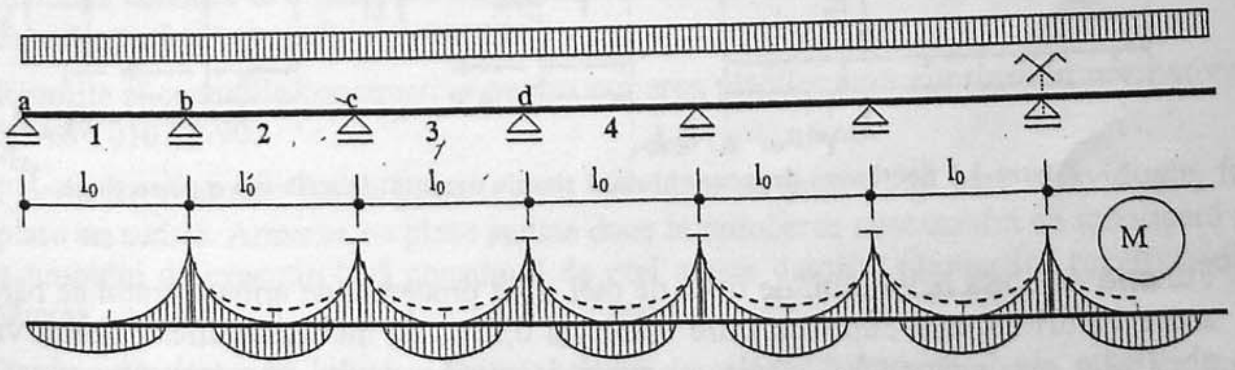


Figura 1.5 Secţiuni caracteristice. Diagrama de momente înfăşurătoare

Valorile maxime ale momentelor încovoietoare în reazemele b,c şi câmpurile 1,2,3 pot fi determinate cu ajutorul coeficienţilor determinaţi de Winkler pentru grinzi continue.

Relaţiile pentru determinarea momentelor maxime sunt:

$$M^{+}_{i,max} = (a \cdot g + b \cdot p) \cdot l^2$$

$$M^{-}_{i,max} = (a \cdot g + c \cdot p) \cdot l^2$$

unde,

a, b,c coeficienții de influență pentru grinda continuă (tabelul 2.1)
g valoarea de calcul a încărcării permanente
p valoare de calcul a încărcării temporare

Tabel 1.1 Coeficienți de influență pentru calculul momentelor încovoietoare

Sect.	Coeficienți de influență		
	a	b	c
1	0.072	0.099	-0.026
b	-0.105	0.014	-0.120
2	0.033	0.079	-0.046
c	-0.079	0.032	-0.111
3	0.046	0.085	-0.039

1.1.1.4 Dimensionarea armăturilor

Pe baza valorilor maxime ale momentelor încovoietoare (reprezentate în diagrama înfășurătoare de momente) se poate determina necesarul de armătură în câmp și în reazem pentru fiecare deschidere în parte.

Calculul se face ca pentru o secțiune dreptunghiulară simplu armată de lățime unitară. Dacă se consideră ca lățime a fâșiei valoarea de 1m, armătura rezultată din calcul va trebui să fie dispusă pe 1m de placă. Reprezentarea pe plan a armăturilor se face fie prin specificarea numărului de bare pe metru liniar de placă (de ex. 5ϕ10/m), fie prin specificarea diametrului și a distanței între bare (de ex. ϕ10/10cm).

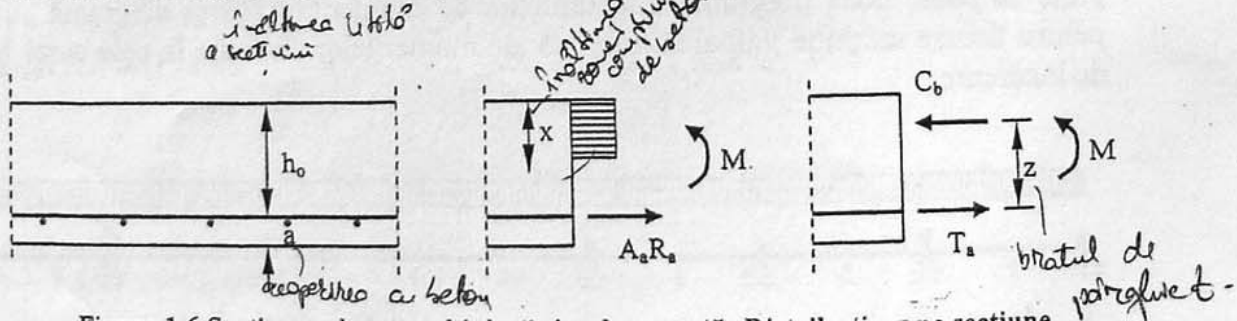


Figura 1.6 Secțiunea dreptunghiulară simplu armată: Distribuția σ pe secțiune.

Funcție de clasa betonului, de tipul de oțel și de procentul de armare brațul de pârghie z are valori curente cuprinse între $0{,}85h_0$ și $0{,}95h_0$. În mod simplificat, pentru valori obișnuite ale încărcărilor și ale grosimii de placă calculul se poate simplifica prin aproximarea valorii brațului de pârghie al efortului din armătura întinsă, z.

$$z = h_0 - \frac{x}{2} \approx 0.9h_0 = 0{,}9(h-a)$$

unde

x înălţimea zonei comprimate de beton
h înălţimea secţiunii
h_o înălţimea utilă a secţiunii
a acoperirea cu beton (valoarea de calcul).
Pentru plăci a = 1,5...2 cm

Aria necesară de armătură se determină scriind ecuaţia de moment pe secţiunea transversală a fâşiei de lăţime unitară:

$$M = z\ Ta = z\ A_a\ R_a = 0{,}9h_0\ A_aR_a$$

$$A_a = \frac{M}{0{,}9h_oR_a}$$

Pentru direcţia lungă se calculează numai armătura necesară pe reazem. Momentele din câmp au valori mici şi pot fi preluate în bune condiţii de armătura de repartiţie.

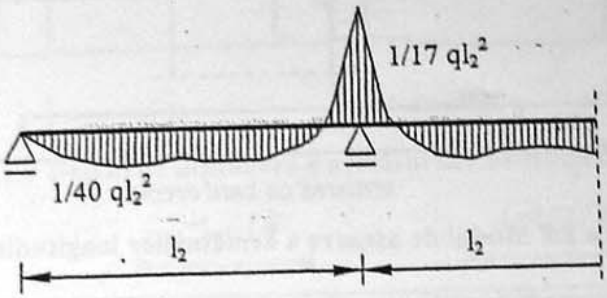


Figura 1.7 Distribuţia de momente în direcţia lungă

1.1.1.5 Reguli de armare, condiţii constructive

Armarea plăcilor se poate face fie cu bare drepte, fie cu bare drepte şi bare înclinate.

În timp ce barele drepte servesc fie la preluarea momentelor pe reazeme fie la preluarea momentelor în câmp, barele înclinate lucrează la preluarea momentelor negative în reazeme şi la preluarea momentelor pozitive în câmp. Reducerea momentelor pozitive din câmp odată cu apropierea de reazeme permite renunţarea la o parte din armătura de rezistenţă de la partea de jos a plăcii, care poate fi ridicată la partea de sus pentru preluarea momentelor negative pe reazem. Utilizarea barelor înclinate conduce la o reducere a consumului de oţel dar şi la o creştere a necesarului de manoperă şi a timpului de execuţie.

Regulile şi condiţiile constructive pentru armarea plăcilor sunt cuprinse in normativul STAS 10107/0-90.

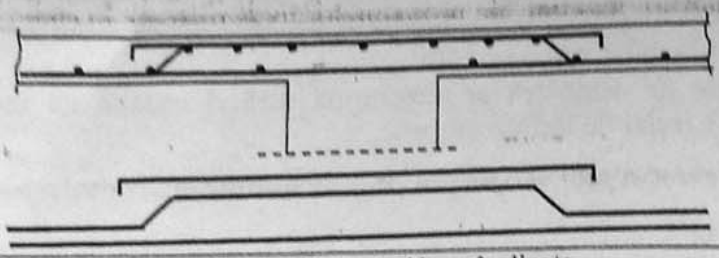
Plăcile pot fi armate fie cu plase legate, executate pe şantier din bare individuale, fie plase sudate. Armarea cu plase sudate duce la reducerea necesarului de manoperă şi a timpului de execuţie însă consumul de otel creşte datorită pierderilor rezultate din tăierea plaselor.

Pentru plasele legate cele mai folosite tipuri de oţel la armarea plăcilor sunt OB37 şi PC52.

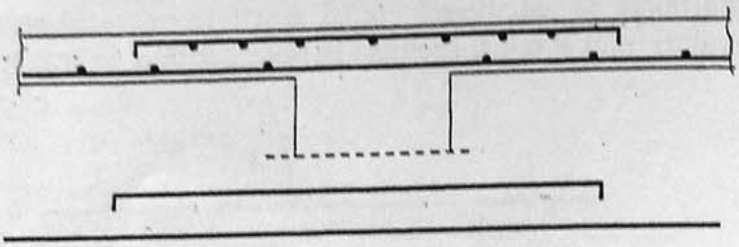
Pentru armarea plăcilor se folosesc in general bare de diametre mici ϕ6, ϕ8, ϕ10, ϕ12. Barele de ϕ6 se folosesc in mod curent ca bare de repartiţie (cu rol constructiv şi de montaj). Diametrele minime ale bare sunt:

- pentru barele de la partea inferioară: 6mm

- pentru barele de la partea superioara si pentru barele înclinate: 8mm (OB37) şi 6mm (PC52)



armare cu bare drepte şi bare înclinate



armarea cu bare drepte

Figura 1.8 Modul de aşezare a armăturilor longitudinale în plăci

- Barele drepte de la partea de sus (călăreţii) şi barele înclinate sunt expuse deteriorării în timpul execuţiei. De aceea este de preferat să se utilizeze bare mai rigide în aceste cazuri.

În cazul plaselor sudate diametrul minim este de 5mm pentru plăcile executate monolit şi 4mm pentru plăcile executate în standuri de prefabricate.

Pentru grosimi curente de placă, $h_p \leq 300$mm, numărul minim de bare pe metru este 5 iar numărul maxim de bare este 12.

Procentul minim de armare este 0,1%. Procentul mediu (economic) de armare trebuie să se situeze în cazul plăcilor armate pe o direcţie în jurul valorii de 0,8%.

Perpendicular pe direcţia armăturii de rezistenţă, determinată prin calcul, trebuie dispusă armătură de repartiţie. Aceasta are atât rol:

- constructiv, preia momentele încovoietoare de la partea de jos, din vecinătatea reazemului şi serveşte la preluarea în bune condiţii a încărcărilor concentrate
- montaj, serveşte la realizarea plaselor, împiedicând astfel deplasarea barelor de armătură de rezistenţă înainte şi în timpul turnării şi vibrării betonului.

Pentru planşeele obişnuite, armătura de repartiţie se ia egala cu cel puţin 15% din armătura de rezistenţă dar minim 4ϕ6/m.

Secţiunile de întrerupere a călăreţilor se situează faţă de reazem la distanţa de 1/4 din deschiderea de calcul a plăcii (măsurată pe direcţia scurtă).

Dacă pe direcţia scurtă deschiderile adiacente reazemului nu sunt egale punctele de întrerupere a călăreţilor se stabilesc funcţie de valoarea maximă a deschiderii de calcul din dreapta şi stânga reazemului.

Secţiunile de ridicare a barelor înclinate se situează la distanţa de $1/5 l_0$ (deschiderea de calcul a plăcii pe direcţia scurtă.

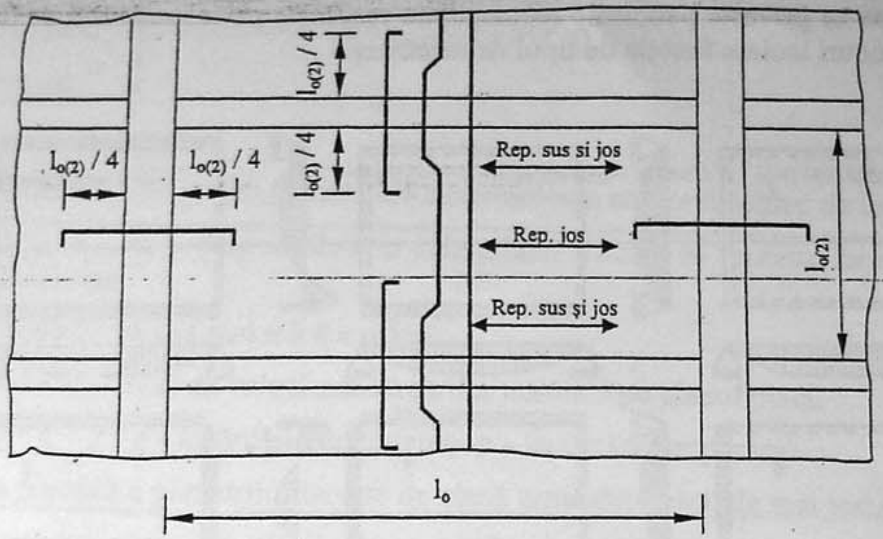


Figura 1.9 Detalii de dispunere a armăturilor de rezistenţă şi montaj

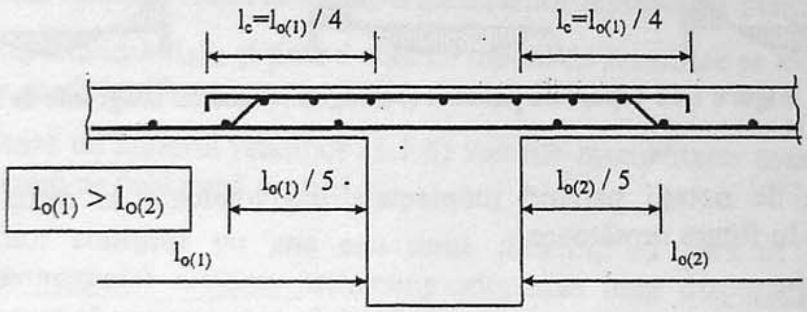


Figura 1.10 Detalii de întrerupere şi ridicare a armăturilor înclinate pe reazem

1.1.2 Plăcile armate pe două direcţii

Plăcile armate pe două direcţii sunt în general panourile rectangulare cu raportul laturilor mai mic decât 2, cu rezemare pe tot conturul. Se întâlnesc însă şi panouri rectangulare de diferite forme, cu rezemări particulare (a), sau panouri cu contur neregulat la care descărcarea se face pe două direcţii (b):

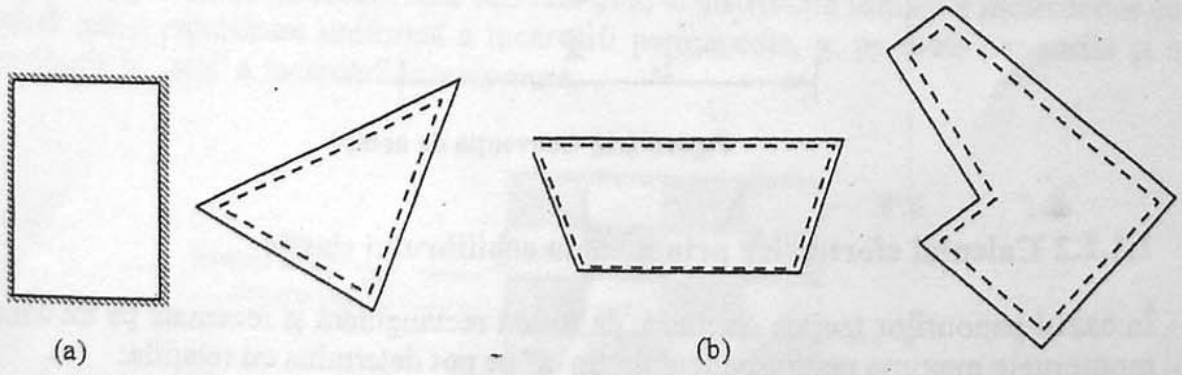


Figura 1.11 Tipuri de plăci armate pe două direeţii

Determinarea eforturilor secţionale pentru panourile cu contur regulat se poate face prin aplicarea simplificată a metodei echilibrului elastic, pe baza tabelelor cu

coeficienţi, sau prin aplicarea metodei echilibrului limită. Aceste metode sunt descrise în continuare. Calculul static al panourilor de formă neregulată se poate face cel mai uşor cu ajutorul programelor de calcul automat.

În ceea ce priveşte panourile rectangulare rezemate pe tot conturul se disting 6 tipuri de panouri izolate funcţie de tipul de rezemare.

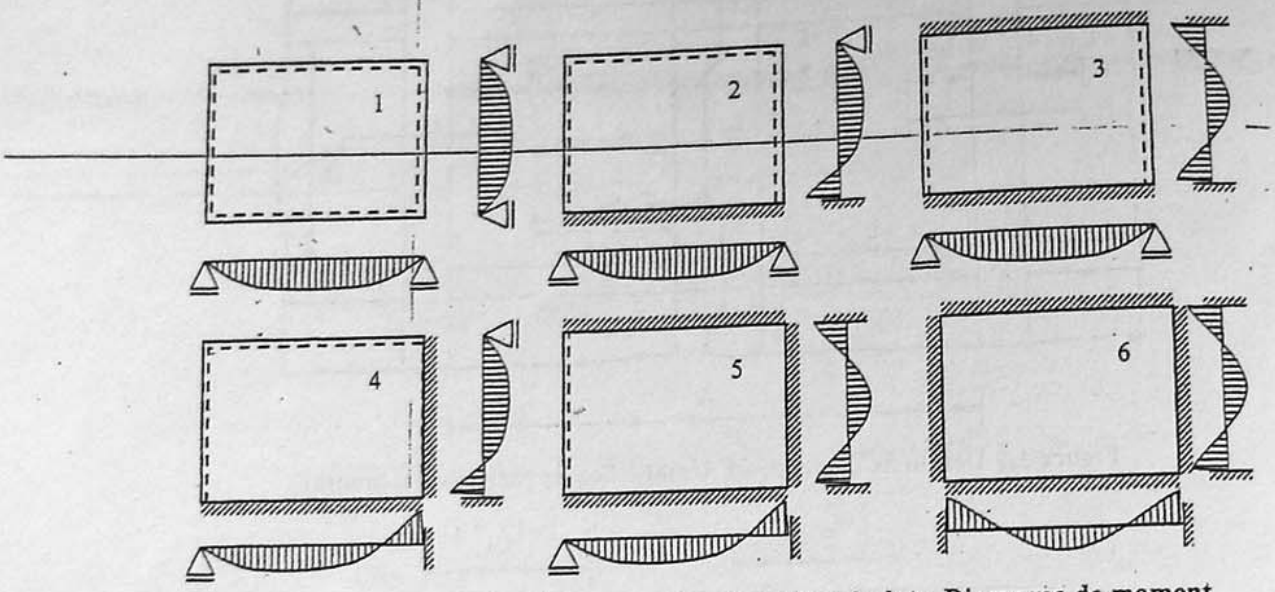


Figura 1.12 Tipuri de panouri rectangulare izolate. Diagrame de moment

Convenţia de notaţii privind momentele încovoietoare în câmp şi reazeme este prezentată în figura următoare.

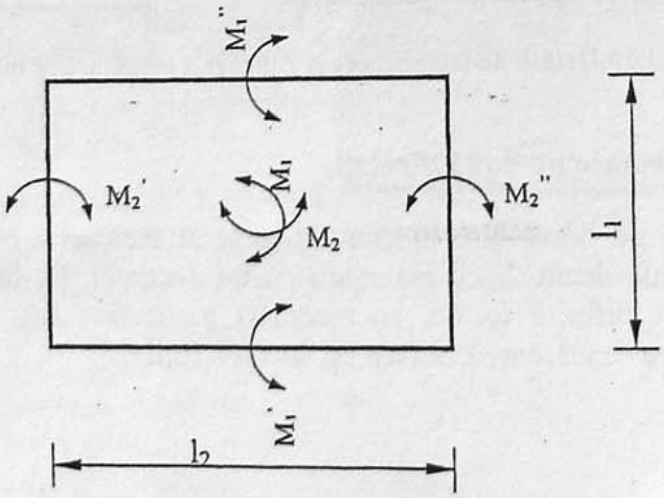


Figura 1.13 Convenţia de notaţii

1.1.2.2 Calculul eforturilor prin metoda echilibrului elastic

În cazul panourilor izolate de placă, de formă rectangulară şi rezemate pe tot conturul, momentele maxime pentru panoul de tip „i" se pot determina cu relaţiile:

$$M_{i1} = \alpha_{i1} q l_1^2$$
$$M_{i2} = \alpha_{i2} q l_1^2$$
$$M'_{i2} = \alpha'_{i2} q l_2^2$$
$$M'_{i1} = \alpha'_{i1} q l_2^2$$

unde:

M_{i1}, M_{i2}, M'_{i1}, M'_{i2} sunt momentele încovoietoare conform schiţei de mai sus

α_{i1}, α_{i2}, α_{i1}, α_{i2} sunt coeficienţi determinaţi funcţie de raportul laturilor şi de modul de rezemare

l_1 – deschiderea cea mai mică a plăcii

q valoarea totală de calcul a încărcărilor normale pe planul plăcii

$q = g + p$ (g - încărcări permanente; p – încărcări temporare)

Rezolvarea practică a panourilor izolate de placă urmăreşte paşii de mai jos:

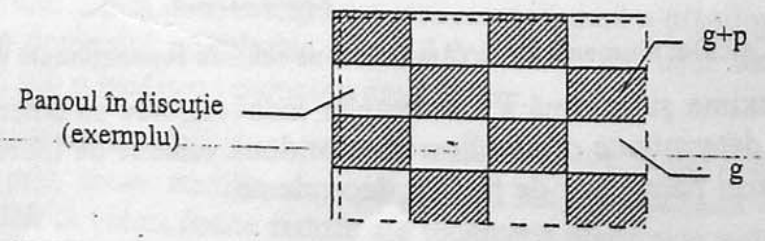
- se determină geometria plăcii, dimensiunile, şi modul de rezemare
- se stabileşte valoarea totală de calcul a încărcărilor normale pe planul plăcii
- pe baza raportului $\lambda = l_1/l_2$ şi ţinând cont de modul de rezemare se extrag din tabel valorile coeficienţilor α .
- se calculează cu ajutorul relaţiilor (1.1.6) valorile momentelor maxime în câmp şi în reazem pe cele două direcţii.

În cazul plăcilor continue pe una sau două direcţii, cu panouri rectangulare, determinarea momentelor maxime presupune adoptarea unor dispuneri convenabile ale încărcărilor care să permită controlul rotirilor pe reazemele intermediare.

Pentru determinarea momentelor maxime şi minime în câmp, pentru fiecare panou se adoptă două ipoteze de încărcare, astfel:

- o ipoteză care să conducă la rotiri nule în reazemele intermediare şi astfel aceste reazeme să poată fi modelate în calcul ca încastrări
- o ipoteză care să permită rotirea liberă a plăcii pe reazemele intermediare şi astfel aceste reazeme să poate fi modelate ca reazeme simple

Cele două ipoteze de încărcare sunt derivate dintr-o distribuţie iniţială a încărcărilor ce constă intr-o repartizare uniformă a încărcării permanente, g, pe toate panourile şi o distribuţie în „şah" a încărcărilor temporare.



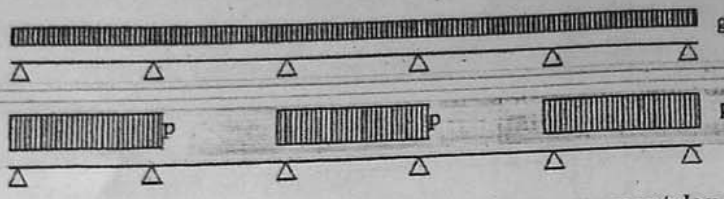


Figura 1.14 Aşezarea încărcărilor pe placă pentru determinarea momentelor maxime în câmp

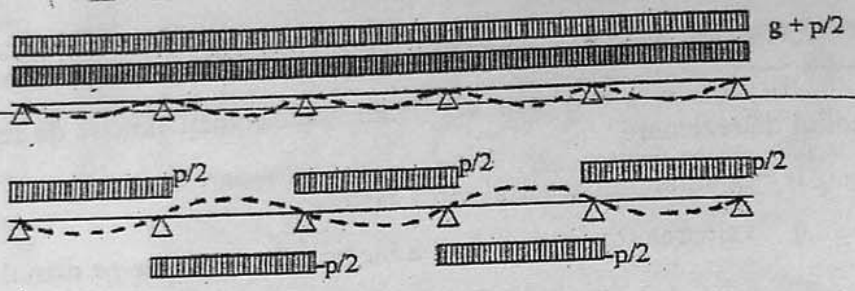


Figura 1.15 Ipotezele de încărcare ce permit controlul rotirilor pe reazeme

După cum se poate observa din deformatele reprezentate în figura de mai sus ipoteza 1 duce la blocarea rotirii plăcii pe reazemele intermediare. Prin urmare când asupra plăcii acţionează încărcarea g+p/2 reazemele intermediare pot fi considerate ca încastrări. Atunci când asupra plăcii acţionează alternativ încărcarea p/2 (ipoteza 2), rotirea plăcii pe reazemele intermediare nu este împiedicată şi, prin urmare, acestea pot fi considerate reazeme simple.

Determinarea momentelor maxime şi minime în câmp se face prin aplicarea celor două scheme convenţionale de încărcare, astfel:

- Pentru prima schemă convenţională de încărcare plăcile se consideră încastrate pe reazemele intermediare şi cu rezemarea reală pe contur. Valoarea încărcării uniform distribuite este de g+p/2.

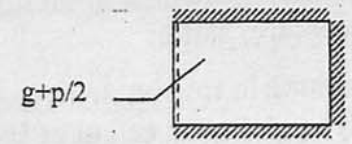


Figura 1.16 Calculul momentelor în câmp: Prima schema convenţională de încărcare/rezemare

- Pentru a doua schemă convenţională de încărcare plăcile se consideră simplu rezemate pe reazemele intermediare şi cu rezemarea reală pe contur. Valoarea încărcării distribuită alternant este în acest caz de p/2.

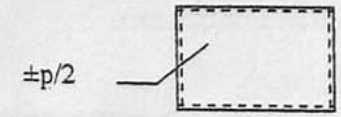


Figura 1.17 Calculul momentelor în câmp: A doua schema convenţională de încărcare/rezemare

Valoarea maxima şi minimă a momentelor încovoietoare se determină prin adunarea momentelor determinate prin aplicarea celor două scheme de încărcare urmărind paşii descrişi în cazul panourilor de placă independente.

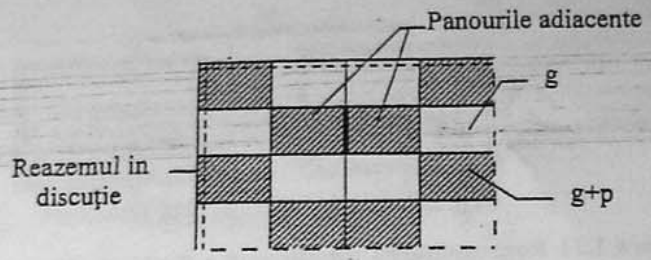


Figura 1.18 Aşezarea încărcărilor pe placă pentru determinarea momentelor maxime în reazem

Pentru determinarea momentelor maxime în reazemele intermediare, calculul se face separat pentru fiecare dintre cele două panouri adiacente reazemului. Pentru fiecare panou (considerat independent) se aplică tot două scheme convenţionale de încărcare, după cum urmează:

- Pentru prima schemă convenţională de încărcare panourile se consideră încastrate pe reazemele intermediare şi cu rezemarea reală pe contur. Valoarea încărcării uniform distribuite este de g+p/2.

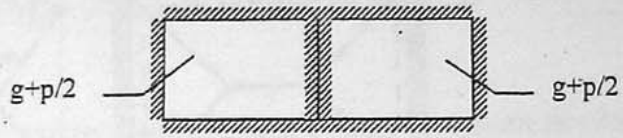


Figura 1.19 Calculul momentelor în reazeme: Prima schema convenţională de încărcare/rezemare

- Pentru a doua schemă convenţională de încărcare panourile se consideră încastrate pe reazemul comun şi simplu rezemate pe toate celelalte laturi. Valoarea încărcării distribuită de sus în jos este în acest caz de p/2.

Figura 1.20 Calculul momentelor în reazeme: A doua schemă convenţională de încărcare/rezemare

Prin însumarea momentelor obţinute în urma aplicării celor două scheme de încărcare se obţin două valori ale momentului pe reazemul considerat, cate una pentru fiecare panou. Valoarea finală a momentului maxim pe reazem este dată de semisuma momentelor obţinute pentru fiecare panou în parte.

1.1.2.3 Calculul eforturilor prin metoda echilibrului limită

Metoda echilibrului limită ia în calcul comportarea neliniară a plăcilor de beton armat. Comportarea in domeniul postelastic poate fi înţeleasă mai uşor dacă se analizează răspunsul plăcii sub o încărcare monoton crescătoare.

Pe măsură ce încărcarea plăcii sporeşte, secţiunile de beton armat din zonele cele mai solicitate trec prin toate stadiile de comportare ale elementelor de beton armat încovoiate. Astfel, la valori foarte reduse ale încărcării placa este nefisurată (stadiul I de lucru). Odată ce încărcarea este sporită betonul întins fisurează, placa intrând în stadiul 2 de lucru. În figura următoare este reprezentată în mod simplificat starea de fisurare a unui panou de placă rectangular:

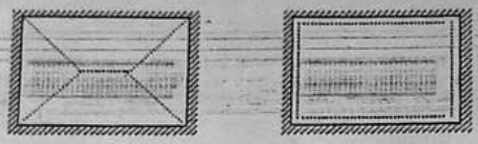


Figura 1.21 Reprezentarea simplificată a fisurării plăcii la cele două feţe

La o anumită valoare a încărcării armăturile ce străbat fisurile ating stadiul de curgere. Placa începe să capete deformaţii mari, dezvoltându-se zone de plastificare de tip articulaţie plastică liniară.

După intrarea în curgere a armăturii iau naştere deplasări mari fără ca încărcarea să mai crească in mod semnificativ. De fapt, din acest moment placa începe să se comporte ca un mecanism cu un singur grad de libertate, numit mecanism de plastificare.

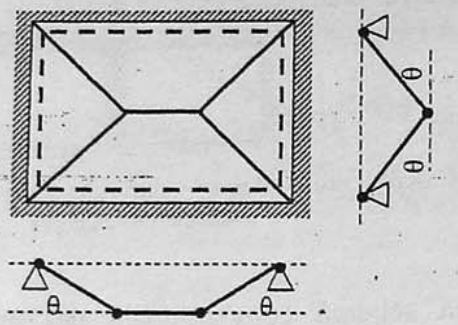


Figura 1.22 Reprezentarea simplificată a mecanismului de plastificare

Din condiţiile de echilibru al plăcii în starea de mecanism rezultă valoarea încărcării limită sau a încărcării de plastificare. Dacă încărcarea este menţinută sau creşte peste această valoare betonul din lungul liniilor de plastificare îşi atinge capacitatea de deformaţie şi placa se prăbuşeşte.

Pentru determinarea încărcării capabile se scrie ecuaţia de echilibru conform principiului lucrului mecanic virtual.

$L_i=L_e$

unde:

L_i este lucru mecanic al forţelor interioare

L_e este lucrul mecanic al forţelor exterioare

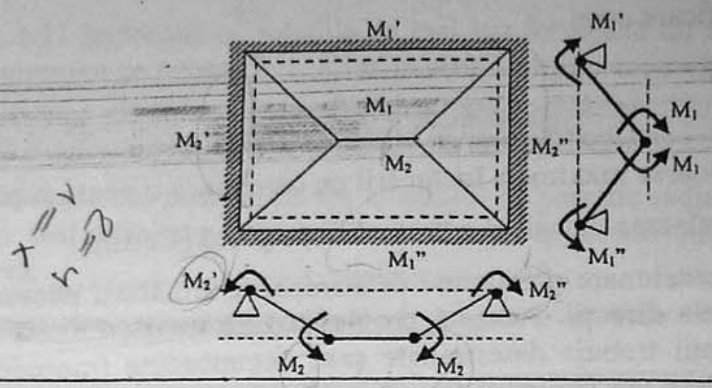


Figura 1.23 Momente încovoietoare asociate mobilizării mecanismului de plastificare

Forţele interioare ce acţionează în articulaţiile plastice sunt momentele încovoietoare capabile din lungul liniilor de plastificare. Lucrul mecanic produs de acestea se obţine prin multiplicarea lor cu rotirea plastică, θ.

$$L_i = \sum \overline{M}\theta = (2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_1' + \overline{M}_2' + \overline{M}_1'' + \overline{M}_2'')\theta$$

unde

$\overline{M}$ este momentul capabil total pe latura. Acest moment se obţine prin înmulţirea momentului capabil al fâşiei de lăţime unitară, M, cu lungimea laturii.

θ este rotirea plastică.

Lucrul mecanic produs de încărcarea exterioară q, se determină ca produsul dintre încărcarea pe unitatea de arie şi deplasarea acesteia pe direcţia încărcării q.

$$L_e = \int q\ y\, dA$$

unde

q este încărcarea exterioară, uniform distribuită

y este deplasarea unităţii de arie, dA, pe direcţia încărcării q

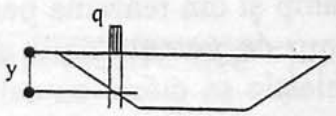


Figura 1.24 Calculul lucrului mecanic al încărcărilor exterioare

După rezolvarea integralei pentru cazul încărcărilor uniform distribuite, se obţine:

$$L_e = \frac{1}{12} q(3l_{max} - l_{min}) l_{min}^2 \theta$$

Astfel, prin simplificarea necunoscutei θ, ecuaţia de echilibru limită devine:

$$2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_1' + \overline{M}_2' + \overline{M}_1'' + \overline{M}_2'' = \frac{1}{12} q(3l_{max} - l_{min}) l_{min}^2$$

În problema de verificare se cunosc momentele capabile ale secţiunilor de beton armat, M_i şi lungimile laturilor. Se determină momentele capabile pe latură, $\overline{M}$, si se introduc în ecuaţia de echilibru limită pentru a obţine valoarea maximă a încărcării $q_{capabil}$.

Condiţia de verificare este:

$q_{cap} \geq q_{calcul}$

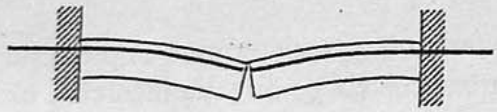
unde

q_{cap} este valoarea maximă a încărcării pe care placa o poate suporta (Capacitatea)

q_{calcul} este valoarea de calcul a încărcării pe placă (Cerinţa)

Problema de dimensionare presupune determinarea armăturii necesare pe reazeme şi în câmp pe ambele direcţii. Această problemă este nedeterminată deoarece pe baza unei singure ecuaţii trebuie determinate şase necunoscute (momentele de calcul pe reazeme şi în câmp pe ambele direcţii). Matematic, o astfel de problemă are o infinitate de soluţii. Oricare dintre aceste soluţii este acceptabilă strict din punct de vedere al rezistenţei la încovoiere. Se poate ajunge însă la situaţii nedorite, când datorită cantităţii reduse de armătură dintr-o anumită secţiune, starea de deformaţii devine inacceptabilă fiind însoţită de o fisurare puternica şi de curgerea severă a armăturii.

Degradare inacceptabilă a plăcii în reazeme datorită subarmării. Armătura dispusă în câmp, la partea de jos, acoperă necesarul de rezistenţă a plăcii. Placa se comportă ca simplu rezemată.



Degradare inacceptabilă a plăcii în câmp datorată subarmării. Armătura dispusă în reazeme, la partea de sus, acoperă necesarul de rezistenţă a placii. Placa se comportă ca două console articulate la vârf.

Figura 1.25 Rezolvări inacceptabile ale armării ce duc la degradări puternice ale plăcii în articulaţii

Pentru a evita astfel de stări de deformaţii, se pot stabili rapoarte convenabile între momentele de calcul din câmp şi din reazeme pentru fiecare direcţie în parte, precum şi între momentele din câmp de pe cele două direcţii. Este de dorit ca momentele rezultate din calculul postelastic sa difere cu cel mult 30% faţă de cele determinate prin metoda echilibrului elastic.

$$\frac{\overline{M}_1}{\overline{M}_2} = f(\lambda) \quad \text{(conform STAS 10107/2-92)}$$

$$\frac{\overline{M}_1}{\overline{M}_1'} = \frac{\overline{M}_2}{\overline{M}_2'} = \frac{\overline{M}_1}{\overline{M}_1''} = \frac{\overline{M}_2}{\overline{M}_2''} = 0{,}5$$ pentru plăcile monolite sau continue cu deschideri egale

sau

$$\frac{\overline{M}_1}{\overline{M}_1'} = \frac{\overline{M}_2}{\overline{M}_2'} = \frac{\overline{M}_1}{\overline{M}_1''} = \frac{\overline{M}_2}{\overline{M}_2''} = 0{,}8$$ pentru plăcile continue cu deschideri inegale la care laturile diferă cu cel mult de 30% între ele

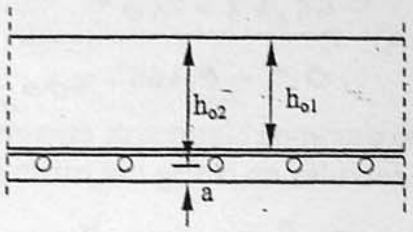
Ecuaţia 1.1.11 împreună cu relaţiile de mai sus formează un sistem de şase ecuaţii cu şase necunoscute ce poate fi rezolvat pentru a obţine momentele de calcul pe latură, $\overline{M}$, atât în câmp cât şi în reazem. Pe baza lor se pot determina momentele de calcul pe unitatea de lungime, M, şi ariile necesare de armătură.

Calculul în domeniul postelastic are avantajul că permite redistribuţia momentelor din zonele cele mai solicitate către zonele mai puţin solicitate. Rezultă astfel plăci armate mai uniform.

1.1.2.4 Dimensionarea armăturilor

Dimensionarea armăturilor se face ca şi în cazul plăcilor armate pe o direcţie considerând o secţiune dreptunghiulară simplu armată, de lăţime unitară. Se determină prin calcul armătura longitudinală din câmp şi din reazeme pe ambele direcţii. În urma calculului de dimensionare rezultă necesarul de armătură pe unitatea de lungime. Relaţii simplificate de calcul au fost prezentate la punctul 1.1.1.3.

Trebuie să se ţină seama de faptul ca înălţimea utilă a secţiunii diferă pe cele două direcţii:



$h_{02}=h_p- a \approx h_p-2.0cm$

$h_{01}\approx h_{02}-a-\phi\approx h_p-3.0cm$

Figura 1.26 Considerarea diferenţiată înălţimii utile a secţiunii pe cele două direcţii

Pentru armătura de la partea de sus, dispusă pe reazeme, înălţimea utilă a secţiunii este aceiaşi pe ambele direcţii, şi este egală cu h_p-a.

1.1.2.5 Reguli de armare, condiţii constructive

Regulile generale de armare a plăcilor sunt prezentate la punctul 1.1.1.4.

Plăcile armate pe 2 direcţii se pot arma atât cu plase legate cât şi cu plase sudate. Plasele legate pot avea fie numai bare drepte, fie bare drepte şi bare înclinate, pe ambele direcţii.

Armăturile de repartiţie se dispun numai în zonele unde nu există armături de rezistenţă pe ambele direcţii. Astfel de zone se găsesc la partea de sus a plăcii, în partea centrală a reazemelor.

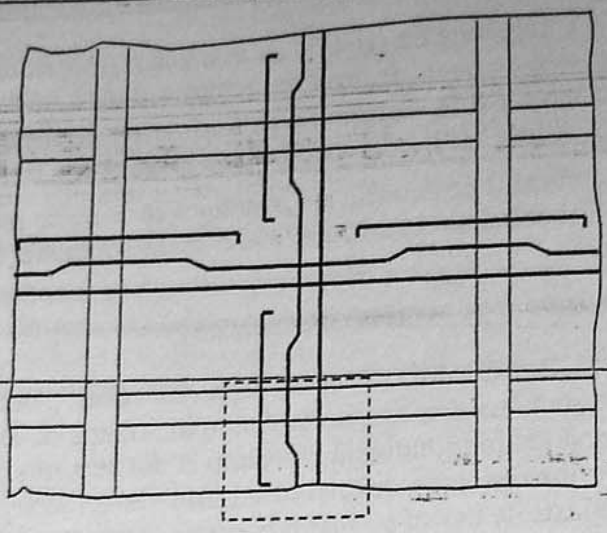


Figura 1.27 Schemă de principiu privind dispunerea armăturii la plăci armate pe două direcţii

$$A_a = \frac{M}{0{,}9 h_0 R_a} = \frac{45{,}31 \cdot 10^6}{0{,}9 \cdot 0{,}365 \cdot 300} = \frac{45{,}31 \cdot 10^6}{98{,}55} = 1459{,}72$$

$$M = A_a R_a \left(h_0 - \frac{x}{2}\right) = b x R_c \left(h_0 - \frac{x}{2}\right)$$

$$\boxed{A_a = \frac{b x R_c}{R_a} = 439{,}31}$$

$$x = h_0 \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M}{b h_0^2 R_c}}\right)$$

$x = 0{,}018 \cdot 365 = 43{,}07$

$h = (1/10 \div 1/12)\, \ell$.

$b = (1/2 - 1/3)\, h$.

1.2. Grinzi din beton armat

Grinzile sunt elemente de tip bară supuse la încovoiere sau încovoiere cu forță tăietoare.

Prin element de tip bară se înțeleg corpurile la care una dintre dimensiuni (lungimea) este mult mai mare decât celelalte două:

$3 \leq l/h \leq 20$

unde,

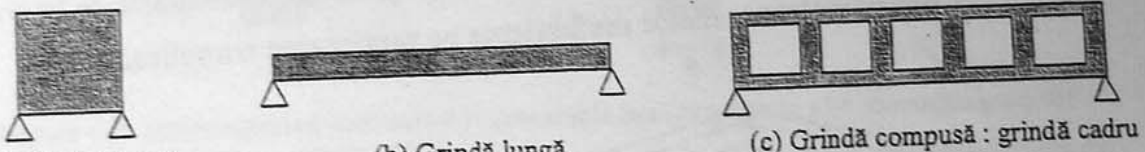
l este lungimea

h înălțimea secțiunii transversale

Daca raportul l/h este mai mic decât 3 ,grinzile poartă numele de grinzi scurte sau grinzi pereți. Ipotezele de calcul, modul de conformare şi armare sunt complet diferite față de cazul grinzilor lungi.

Tipuri de grinzi:

- grinzi scurte (a)
- grinzi lungi (b)
- grinzi compuse: elemente structurale compuse cu comportare globală de grindă (de exemplu, grinzi cadru sau grinzi cu zăbrele) (c)



(a) Grindă scurtă (b) Grindă lungă (c) Grindă compusă : grindă cadru

Figura 1.28 Tipuri de grinzi

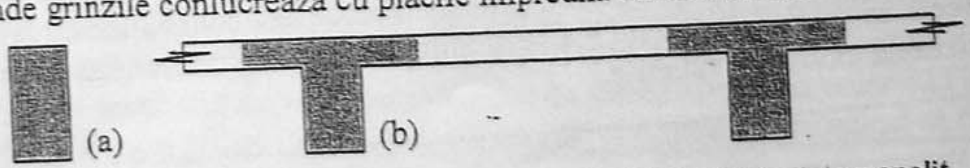
Funcție de modul de execuție grinzile se pot împărții în două categorii:

- grinzi turnate monolit
- grinzi prefabricate .

Grinzile turnate monolit au avantajul că se pot executa cu mijloace tehnice minime și pot lua orice formă în şi dimensiuni. Rezolvarea structurilor în mod monolit reduce necesitatea acurateței dimensionale şi permite rectificare uşoară a eventualelor erori de execuție. De asemenea, conexiunile între elemente se rezolvă cu uşurință în cazul grinzilor executate monolit.

Cea mai mare parte a construcțiilor civile se execută în mod monolit.

Pentru a putea fi realizate pe şantier se recomandă ca secțiunile transversale ale grinzilor turnate monolit să fie cât mai simple. Cel mai des întâlnite sunt secțiunile dreptunghiulare (a) sau secțiunile în formă de T (b). Acestea din urmă apar în general acolo unde grinzile conlucrează cu plăcile împreună cu care au fost turnate.



(a) (b)

Figura 1.29 Secțiuni transversale curente ale grinzilor executate monolit

Grinzile prefabricate pot realiza:

- uzinat, elementele se execută în standuri de prefabricate,
- preturnat, elementele se toarnă pe şantier dar nu în poziţia prevăzută în proiect. Se montează în structură după întărirea betonului.

Grinzile prefabricate uzinat trebuie să aibă grad mare de repetitivitate. Pentru cofrare se utilizează tipare metalice. Prefabricarea uzinată are următoarele avantaje şi dezavantaje.

Avantaje:

- Controlul calităţii execuţiei şi eficienţă crescută datorată specializării forţei de muncă.
- Se poate creşte viteza de execuţie prîn folosirea unor tehnologii pentru reducerea timpului de întărire a betonului (de exemplu, tratament termic)
- Se pot executa grinzi cu forme variate şi complicate, dacă au grad suficient de mare de repetitivitate. Astfel, se pot mobiliza la maxim rezistenţele materialelor şi se reduce pe cât posibil greutatea proprie a elementelor.

Dezavantaje:

- Necesitatea transportării elementelor până la şantier. Din această cauză există limitări ale dimensiunilor maxime şi ale greutăţii elementelor ce se pot executa.
- Conectarea elementelor prefabricate pe şantier este complicată.

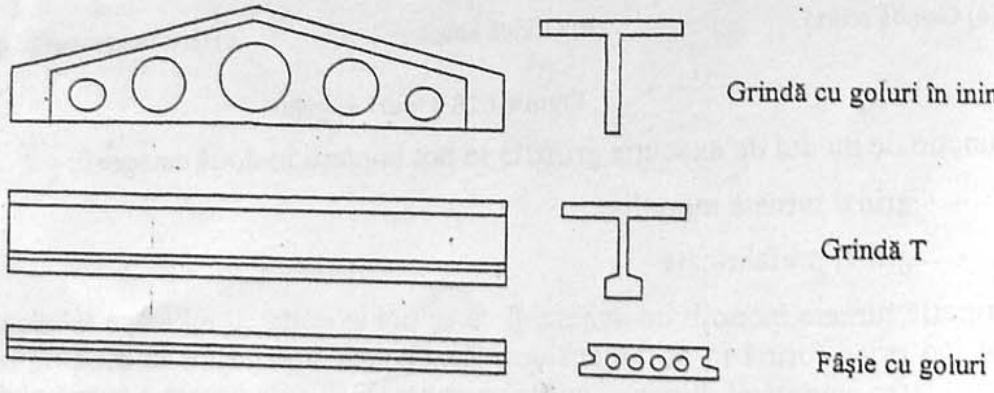


Figura 1.30 Tipuri de grinzi prefabricate

1.2.2 Schematizarea pentru calcul a grinzilor

Axa teoretica a grinzii este linia ce uneşte centrele de greutate ale secţiunilor transversale. În cazul grinzilor cu secţiune variabila aceasta axa nu este o dreapta. Pentru a se putea calcula grinzile este necesar sa se stabilească o axa dreapta convenţională .De exemplu, pentru grinzi simetrice axa convenţională poate fi dreapta ce uneşte centrele de greutate ale secţiunilor de dimensiuni minime, plasate la stânga si la dreapta axului de simetrie.

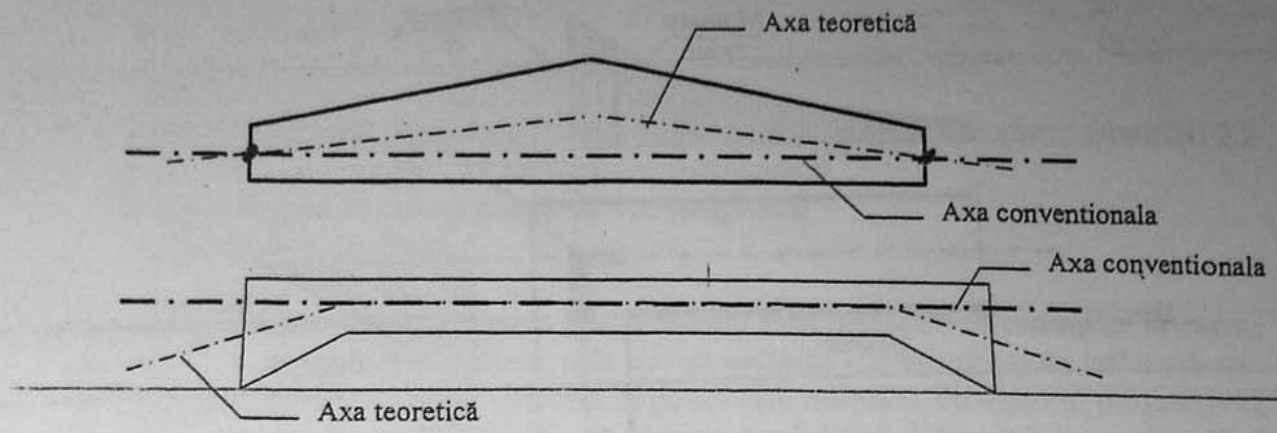


Figura 1.31 Schematizarea axelor pentru grinzile cu axa frântă

In cazul curent grinzilor structurilor in cadre din beton armat monolit, pentru calculul structurii in ansamblu axa convenţională este poziţionată la faţa sùperioară a grinzii.

Dacă secţiunea transversală a grinzii este definită în mod clar atunci ea se ia în calcul ca atare. Dacă grinda conlucrează cu placa atunci secţiunea transversală de calcul, în cazul încărcărilor gravitaţionale, se schematizează în felul următor:

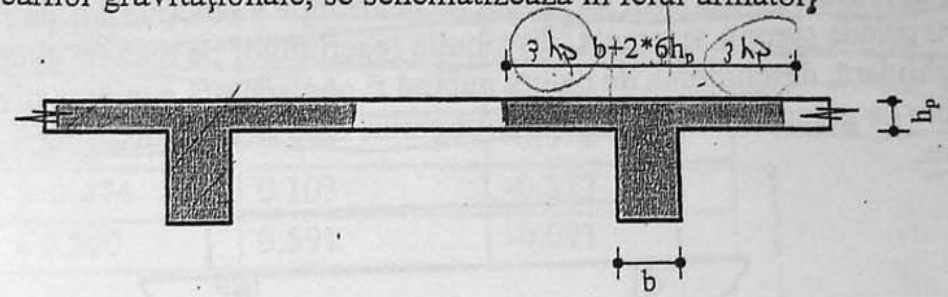


Figura 1.32 Schematizarea secţiunilor transversale pentru grinzile „T" executate monolit

Deschiderea de calcul a grinzii se consideră egală cu distanţa liberă din elementele de reazem (lumina) dacă grinda este legată monolit de acestea. In figura de mai jos este arătată deschiderea de calcul a grinzilor secundare care reazemă (monolit) pe grinzile principale ale unui planşeu. Pe lăţimea grinzilor principale, grinda secundară este practic indeformabilă, deschiderea ei de calcul, l_c, fiind astfel egală cu lumina, l_0.

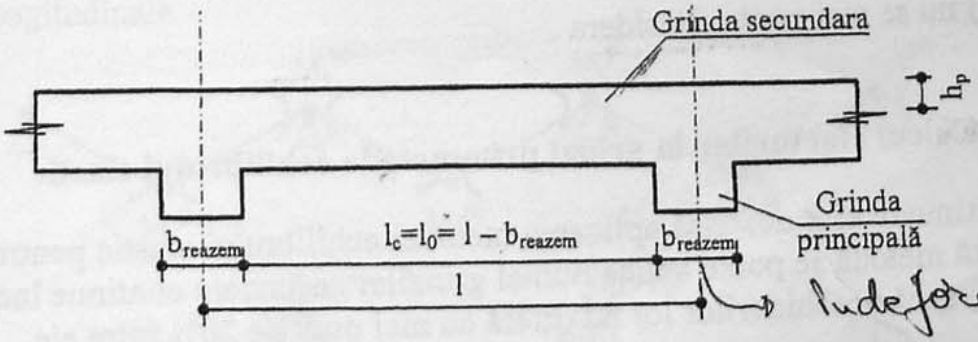


Figura 1.33 Deschiderea de calcul a grinzilor secundare

În cazul nodurilor de cadre (în care grinda este legată monolit de stâlp) nu se mai poate considera că deschiderea de calcul este egală cu lumina grinzii, deoarece schema statică de calcul ar fi distorsionată în mod inacceptabil. Este recomandabil ca la calculul cadrelor cu ajutorul programelor de calcul structural să se considere nodul infinit rigid (indeformabil). Această opţiune este prezentă la marea majoritate a programelor de calcul structural. Pentru calculul de dimensionare se utilizează în acest caz momentele reduse la faţa reazemelor. Se admite că momentul de calcul să fie cel puţin egal cu 85% din momentul din ax.

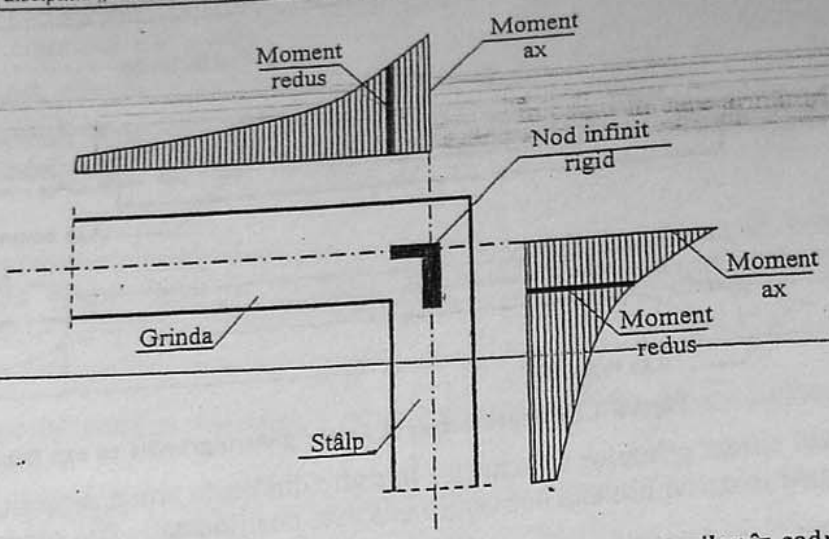


Figura 1.34 Schematizarea pentru calcul a grinzilor structurilor în cadre

În cazul în care grinda nu este legată monolit de reazem, deschiderea de calcul se poate aproxima ținând cont de modul de distribuție a reacțiunilor pe reazem. Astfel, pentru grinda simplu rezemată, distribuția reacțiunilor pe reazem este aproximativ triunghiulară, deschiderea de calcul putând fi considerată egală cu distanța dintre centrele de greutate ale celor două triunghiuri care descriu distribuția „presiunilor" pe reazem.

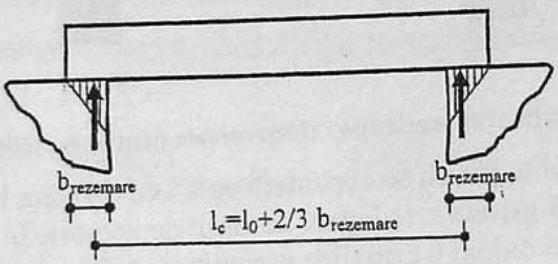


Figura 1.35 Deschiderea de calcul pentru grinzi simplu rezemate

În cazul nodurilor de cadre (în care grinda este legată monolit de stâlp) nu se mai poate considera .

1.2.3 Calcul eforturilor în grinzi prin metoda echilibrului elastic

În continuare este descrisă aplicarea metodei echilibrului elastic pentru grinzi continue. Această metodă se poate aplica numai grinzilor secundare continue încărcate normal pe axa, dacă deschiderilor lor nu diferă cu mai mult de 20% între ele.

Schematizarea și relațiile de determinare a momentelor de calcul au fost descrise la punctul 1.1.1.2: Calculul plăcilor armate pe o direcție prin metoda echilibrului elastic. Singura diferență notabilă este că, în cazul grinzilor, trebuie determinate atât momentele cât și forțele tăietoare de calcul.

Relațiile de determinare a forțelor tăietoare sunt similare celor de la calculul momentelor:

$$Q^{+}_{i,max} = (\alpha \cdot g + \beta \cdot p) \cdot l$$

$$Q^{-}_{i,max} = (\alpha \cdot g + \gamma \cdot p) \cdot l$$

unde
α,β şi γ sunt coeficienţi de influenţă pentru grinda continuă conform tabelului 2.2
g este valoarea de calcul a încărcărilor permanente
p este valoarea de calcul a încărcărilor temporare
l deschiderea de calcul

În cazul grinzilor principale sau a grinzilor care sunt încărcate cu momente la capete ca urmare a conlucrării cu stâlpii, calculul cu ajutorul coeficienţilor de influenţă nu mai este posibil. În acest caz calculul se poate face automat, cu ajutorul programelor de calcul structural, prin luarea în considerare a celor mai defavorabile combinaţii de încărcări posibil să apară.

Tabel 1.2 Coeficienţi de influenţă pentru calculul grinzilor continue la forţă tăietoare

Sect.	Coeficienţi de influentă		
	α	β	γ
a	0.395	0.447	-0.053
b st	-0.605	0.014	-0.620
b dr	0.526	0.598	-0.072
c st	-0.474	0.103	-0.577
c dr	0.500	0.591	-0.091

1.2.4 Calcul eforturilor în grinzi prin metoda echilibrului limită

Pentru încărcări gravitaţionale, singurele elemente care se admite a fi calculate prin metoda echilibrului limită (în domeniu postelastic) sunt grinzile secundare ale planşeelor fără încărcări concentrate mari. În acest caz se admite o redistribuţie a momentelor de pe reazem în câmp pentru a se putea obţine o distribuţie uniformă a armăturii longitudinale.

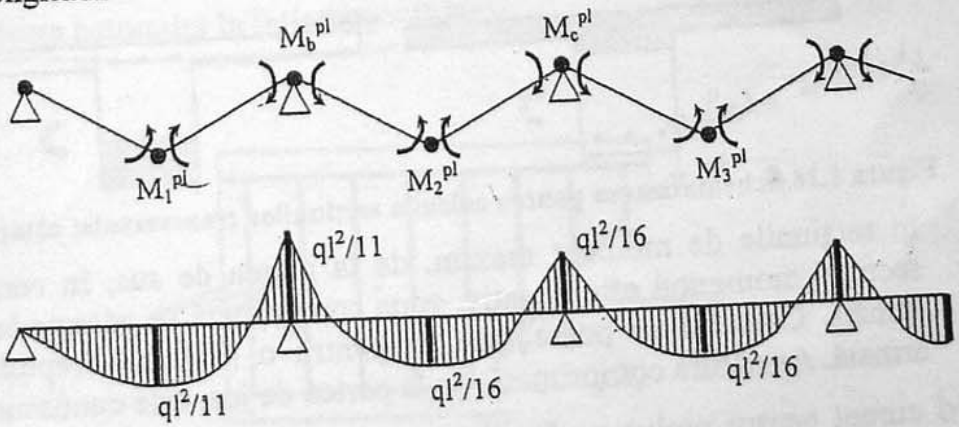


Figura 1.36 Grinzi continue. Mecanismul de plastificare. Diagrama de moment.

În figura de mai sus este prezentat mecanismul de plastificare al grinzii continue sub încărcări gravitaţionale şi diagrama de moment ce permite armarea uniformă a grinzii în câmp şi în reazem.

1.2.5 Dimensionarea armăturilor

Grinzile sunt elemente solicitate predominant la încovoiere cu forţă tăietoare. De aceea calculul de dimensionare/verificare a armăturilor trebuie să fie făcut atât pentru armătura longitudinală, de încovoiere, cât şi pentru armătura transversală.

Dimensionarea şi dispunerea armăturii longitudinale se face pe pornind de la diagrama de moment încovoietor. Ca regulă generală, armătura longitudinală, de încovoiere, trebuie dispusă în toate secţiunile unde momentul încovoietor de calcul depăşeşte valoarea momentului capabil al secţiunii de beton simplu, la partea întinsă.

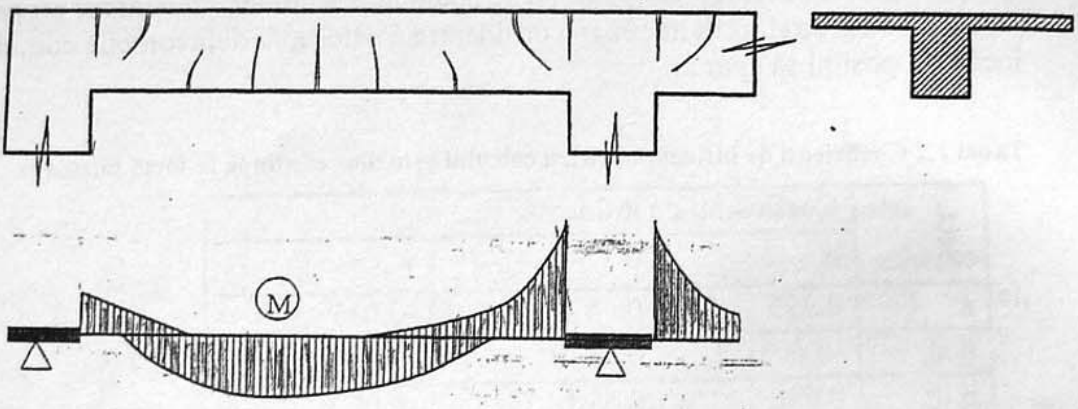


Figura 1.37 Modul de fisurare a grinzilor solicitate gravitaţional. Diagrama de moment înfăşurătoare.

În cazul curent al grinzilor solicitate gravitaţional, turnate monolit împreună cu placa, determinarea armăturii trebuie să se facă în cel puţin trei secţiuni pentru fiecare deschidere:

- în secţiunea de moment maxim, de la partea de jos, în câmp. În această secţiune momentul este pozitiv, zona comprimată se găseşte la partea de sus a grinzii. Calculul se poate face ca pentru o secţiune „T" simplu armată..

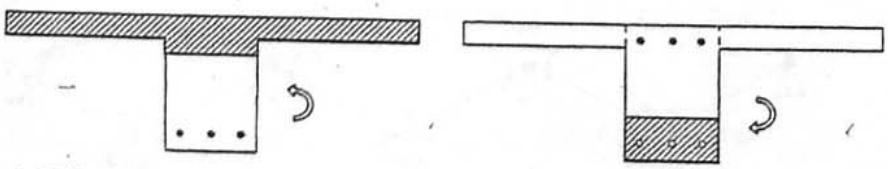


Figura 1.38 Schematizarea pentru calcul a secţiunilor transversale: câmp şi reazeme

- în secţiunile de moment maxim, de la partea de sus, în reazeme. În aceste secţiuni momentul este negativ, zona comprimată se găseşte la partea de jos a grinzii. Calculul se poate face ca pentru o secţiune dreptunghiulară dublu armată. Armătura comprimată, de la partea de jos, este cunoscută.

In mod curent pentru preluarea forţei tăietoare grinzile sunt armate numai cu etrieri. La grinzile cu forţe tăietoare mari, încărcate gravitaţional, se pot dispune şi bare înclinate în zonele de forţă tăietoare maximă (în apropierea reazemelor). Astfel, o parte din armătura de la partea de jos din câmp, determinată din calculul de încovoiere, se poate ridica la partea de sus în apropierea reazemului. Armătura astfel dispusă străbate fisurile înclinate din apropierea reazemelor cauzate de acţiunea combinată a forţei tăietoare şi momentului încovoietor.

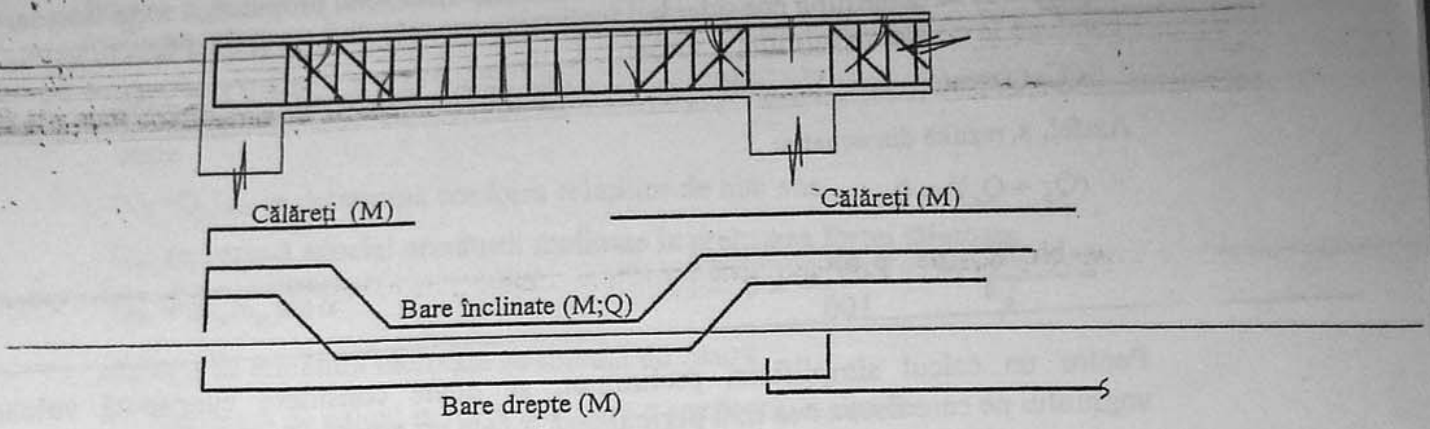


Figura 1.39 Armarea grinzilor cu bare drepte şi bare înclinate

Pentru o grindă armată transversal numai cu etrieri forţa tăietoare capabilă se determină ca suma contribuţiilor secţiunii de beton şi a etrierilor:

$$Q_{cap} = Q_b + Q_e = \frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p}}{s_i} + \frac{p_e b R_{at} s_i}{100}$$

unde

Q_b forţa tăietoare preluată de beton

Q_e forţa tăietoare preluată de etrieri

b lăţimea secţiunii de beton

h_0 înălţimea utilă a secţiunii

s_i lungimea proiecţiei pe orizontală a fisurii înclinate

p procentul de armare longitudinală cu armătură întinsă

p_e procentul de armare transversală

R_{at} rezistenţa armăturii transversale

R_t rezistenţa betonului la întindere

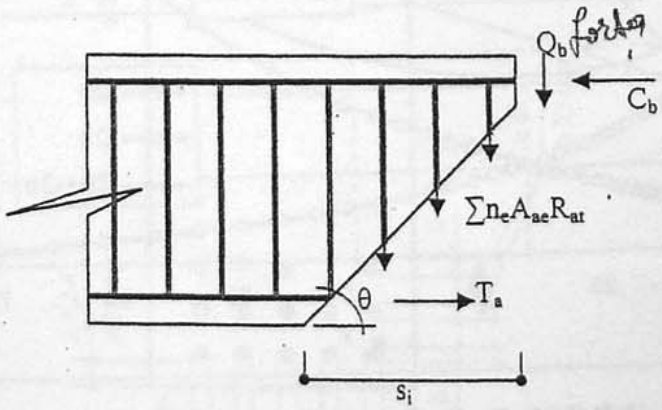


Figura 1.40 Distribuţia eforturilor în fisura înclinată

Toate mărimile cuprinse în relaţia de mai sus, cu excepţia valorii s_i, sunt cunoscute pentru un element de beton armat dat. s_i se poate determina cu uşurinţă dacă se cunoaşte unghiul de înclinare al fisurii din relaţia: $\tan(\theta)=s_i/h_0$. Normativul românesc

de calcul al elementelor de beton armat, STAS 10107/0-90, propune ca forța tăietoare capabilă să se determine considerând înclinarea cea mai defavorabilă a fisurii, care conduce la o valoare minimă a sumei:

$$Q_b+Q_e=\min$$

Astfel, s_i rezultă din ecuația:

$$(Q_b + Q_e)' = 0$$

$$-\frac{bh_0^2R_t\sqrt{p}}{s_i^2} + \frac{p_e bR_{at}}{100} = 0$$

Pentru un calcul simplificat, preliminar, se poate considera cunoscută valoarea unghiului pe care fisura cea mai periculoasă îl face cu orizontala: $\theta=45°$.

Astfel, valoarea $s_i \approx h_0$ și relația de calcul a forței tăietoare capabile devine:

$$Q_{cap} = Q_b + Q_e = bh_0R_t\sqrt{p} + \frac{p_e bR_{at}h_0}{100}$$

$$Q_{cap} = Q_b + Q_e \approx 0.5bh_0R_t + A_{ae}n_e\frac{h_o}{a_e}R_{at}$$

unde

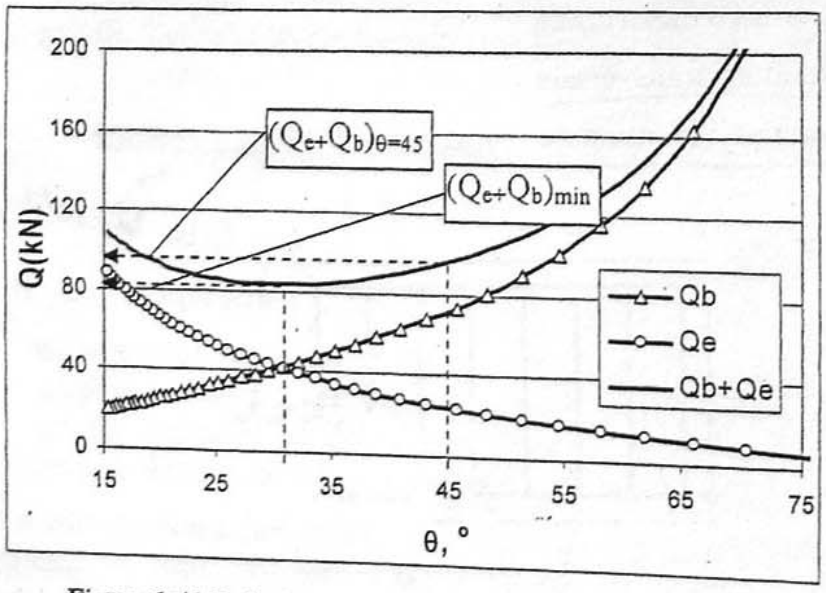
A_{ae} aria unei ramuri de etrier

n_e numărul de ramuri de etrier

a_e distanța între etrieri

h_o/a_e numărul de etrieri intersectați de fisura înclinată

Relația dintre Q_b și Q_e și variația lor funcție de unghiul de înclinare al fisurii este reprezentată în figura de mai jos.



Calculul a fost făcut pentru o grindă cu caracteristicile urmatoare:

b=300mm
h=600mm,
p=0,4%
p_e=0,6%
R_t=0.9 N/mm^2
R_{at}=240N/mm^2

Figura 1.41 Relația Q_e-Q_b funcție de valoarea unghiului de înclinare a fisurii

Se observă că dacă se consideră că pentru $\theta=45°$ se obține o aproximare bună a valorii $Q_e+Q_b=\min$ deci relația simplificată de calcul poate fi utilizată pentru calcule preliminare privind capacitatea la forță tăietoare.

Pentru o grindă la care forţa tăietoare este preluată atât de etrieri cât şi de armătura înclinată relaţia de calcul a capacităţii la forţă tăietoare este:

$$Q_{cap} = (Q_b + Q_e)_{min} + Q_{ai}$$

unde

$(Q_b+Q_e)_{min}$ se determină conform relaţiilor de mai sus

Q_{ai} reprezintă aportul armăturii înclinate la preluarea forţei tăietoare

$$Q_{ai} = A_{ai} R_{at} \sin\alpha$$

A_{ai} aria de armătură înclinată străbătută de fisură

R_{at} rezistenţa de calcul la forţă tăietoare a armăturii înclinate

α unghiul de înclinare al armăturii

1.2.6 Armarea grinzilor, condiţii constructive

1.2.6.1 Armarea longitudinală

Pentru armarea grinzilor structurilor pentru clădiri se folosesc curent bare de diametre 12, 14, 16, 18, 20, 22, 25 şi, mai rar, 28. Ca armături de montaj se folosesc bare de diametru 10.

Poziţionarea armăturilor în secţiune trebuie să urmărească asigurarea condiţiilor unei betonări corecte. Distanţa minimă dintre armăturile longitudinale de la partea de jos este de 25mm dar minim 1.2d unde d este diametrul barelor.

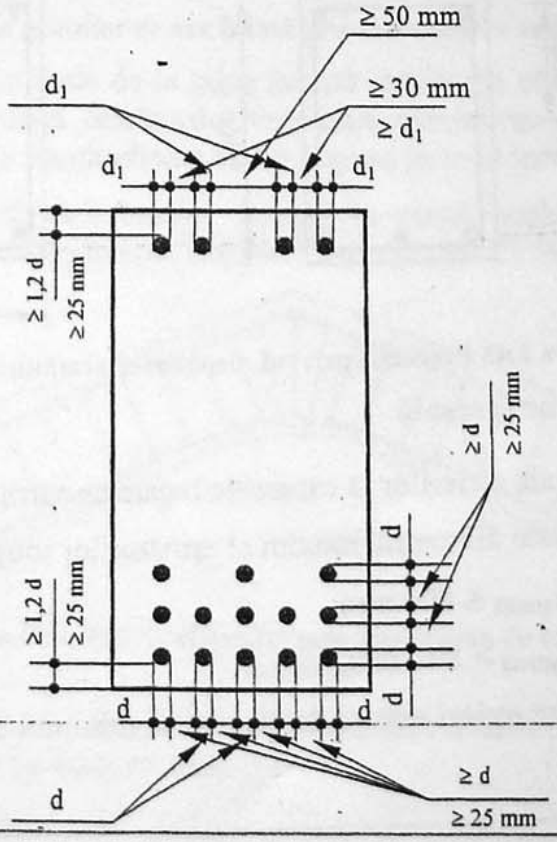


Figura 1.42 Reguli de dispunere a armăturilor longitudinale în secţiune

La partea de sus distanţa minimă este de 30mm sau 1,5d. În plus la partea de sus, pe unde se face betonarea, trebuie prevăzută în zona centrală a grinzii o distanţă mai mare (min 50mm) care să permită introducerea pervibratorului.

Dacă barele determinate prin calcul nu se pot dispune pe un singur rând orizontal ele pot fi aşezate şi pe rândurile următoare (maxim 3 rânduri). Pentru a se preveni problemele la turnarea şi compactarea betonului barele de pe rânduri diferite trebuie să se situeze pe aceeaşi verticală cu barele de pe primul rând.

Acoperirea cu beton pentru grinzi curente supuse unui mediu cu agresivitate obişnuită are valoarea de 25mm pentru armătura longitudinală.

Distanţa maximă dintre barele longitudinale amplasate în zonele întinse trebuie limitată, de regula, la 200mm.

Procentul minim de armare a grinzilor în zonele întinse este 0,1%.

Dacă înălţimea grinzii depăşeşte 700mm se recomandă dispunerea de armături constructive(min ϕ8) pe feţele laterale ale grinzii la distanţă de maxim 400. Armăturile se leagă între ele cu agrafe ϕ6 din doi în doi etrieri. Aceste armături servesc la limitarea deschiderii fisurilor datorate contracţiei betonului.

La grinzile secundare secţiunile de întrerupere a barelor de la partea de sus pot fi stabilite în mod simplificat la distanţa de (1/4-1/3)l_o (unde l_o este deschiderea de calcul a grinzii).

Pentru grinzile principale secţiunile de întrerupere se stabilesc funcţie de forma diagramei de moment înfăşurătoare. Armăturile se întrerup astfel încât diagrama de moment capabil a grinzii să nu intersecteze diagrama de momente înfăşurătoare.

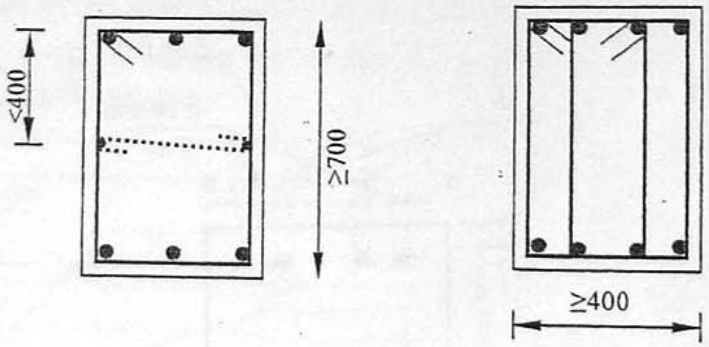


Figura 1.43 Precizări privind dispunerea armăturilor în secţiune

1.2.6.2 Armarea transversală

Diametrele minime ale etrierilor la carcasele legate cu sârmă sunt:

- d/4, unde d este diametrul maxim al armăturilor longitudinale
- 6 mm dacă $h_{grindă} \leq 800$ mm;
- 8 mm dacă $h_{grindă} > 800$ mm.

Distanţa maximă între etrieri este se determină ca minimul dintre:

$a_e \leq 300$ mm

$$a_e \le \frac{3}{4} \cdot h_{grinda}$$

În cazul în care armăturile longitudinale sunt determinate prin calcul, distanţa maximă dintre etrieri trebuie să fie $a_e \le 15d$, unde d este diametrul minim al armăturilor longitudinale comprimate.

La grinzile cu lăţime peste 400 mm se prevăd etrieri cu minimum patru ramuri.

1.2.7 Grinzi cu axa frântă

În cazul grinzilor cu axa frântă trebuie luate măsuri speciale care să evite smulgerea barelor întinse din beton în zonele frânte ale grinzii.

Astfel de grinzi sunt constituite,de exemplu, de rampele scărilor sau de elementele de rezemare ale acestor rampe pe zidăria de contur.

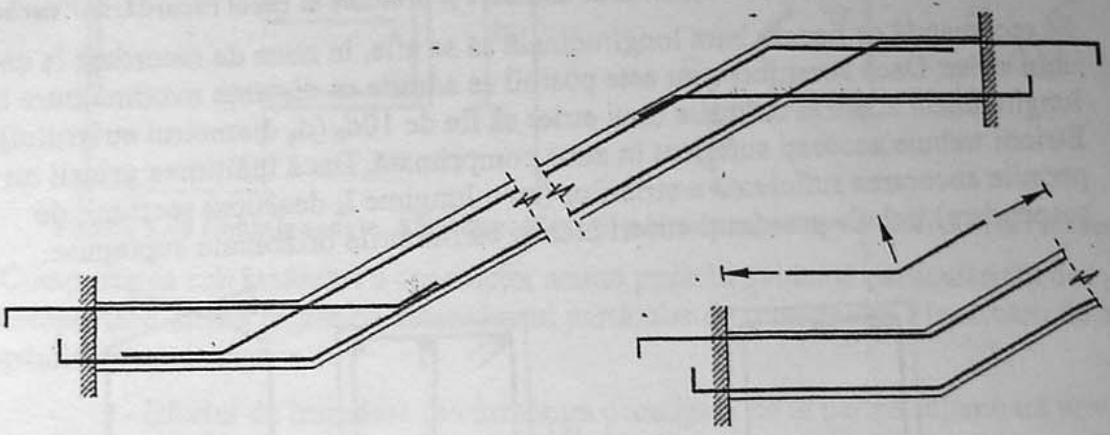


Figura 1.44 Armarea grinzilor cu axa frântă prin încrucişarea armăturilor longitudinale

În cazul unghiurilor intrânde de la talpa întinsă rezultanta eforturilor de întindere din armătură tinde să disloce armăturile respective din beton. În această situaţie este recomandabil ca barele longitudinale să fie dispuse în mod încrucişat (vezi figura).

Pentru prevenirea dislocării barelor întinse în cazul unghiurilor intrânde se pot prevedea etrieri pentru echilibrarea rezultantei eforturilor de întindere din armătură.

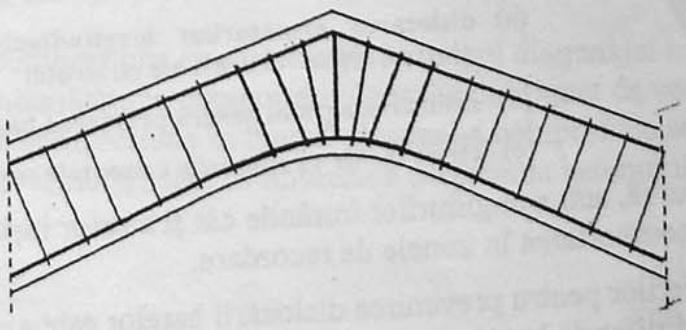


Figura 1.45 Prevenirea dislocării armăturilor prin dispunerea de etrieri în cazul unghiurilor intrânde

Dacă intradosul grinzii este curb în zona de racordare determinarea necesarului de armătură se poate face pe baza relaţiei:

$$\frac{n_e A_{ae} R_{at}}{a_e} = \frac{A_a R_a}{r}$$

unde:

$A_a R_a$ efortul de întindere din armătura longitudinală

r raza de curbură a armăturii longitudinale

$n_e A_{ae} R_{at}$ efortul de întindere din etrier

Relaţia este scrisă pe baza echilibrului de forţe prezentat în figura următoare:

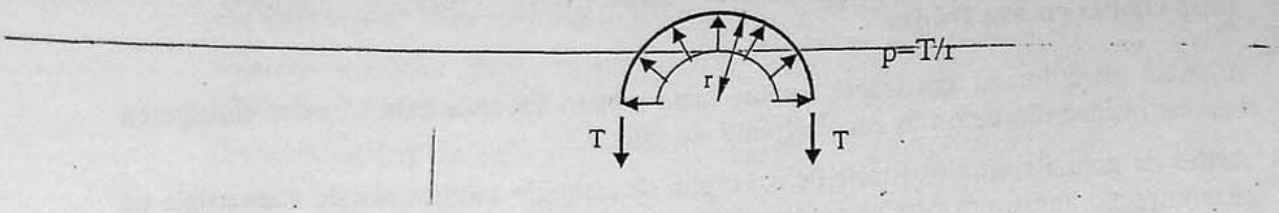


Figura 1.46 Relaţia dintre forţa de întindere şi presiune în cazul racordărilor curbe

Se recomandă ca fiecare bară longitudinală să se afle, în zona de racordare la colţul unui etrier. Dacă acest lucru nu este posibil se admite ca distanţa maximă între barele longitudinale aflate la colţurile unui etrier să fie de $10d_e$ (d_e diametrul etrierului). Etrierii trebuie ancoraţi suficient în zona comprimată. Dacă înălţimea grinzii nu permite ancorarea suficientă a etrierilor (cu o lungime l_a deasupra secţiunii de suspendare) trebuie prevăzuţi etrieri închişi cu ramurile orizontale suprapuse.

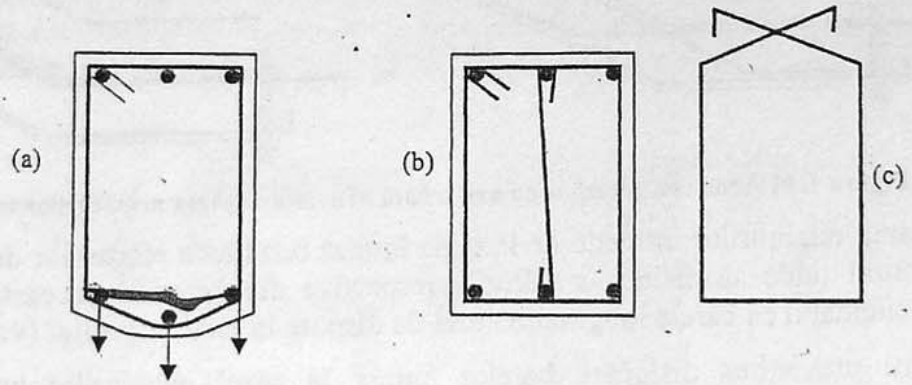


Figura 1.47 Detalii privind dispunerea armăturilor transversale.

(a) dislocarea armăturilor longitudinale datorată distanţei mari dintre braţele verticale ale etrierului

(b) utilizarea agrafei pentru prinderea barei din mijloc

(c) etrier închis cu ramurile orizontale suprapuse

Racordarea curbă, atât a unghiurilor intrânde cât şi a celor ieşinde îmbunătăţeşte semnificativ comportarea în zonele de racordare.

Utilizarea etrierilor pentru prevenirea dislocării barelor este avantajoasă din punct de vedere al condiţiilor de betonare. Utilizarea armăturilor încrucişate poate reduce consumul de oţel şi manoperă însă, în acest caz, trebuie acordată o atenţie deosebită pentru betonarea corectă.

1.2.8 Cazuri speciale de armare a grinzilor la forţă tăietoare

1.2.8.1 Console scurte

Consolele scurte sunt elemente ce au schema statică de consolă şi au înălţimea utilă a secţiunii (ho) mai mare decât distanţa dintre punctul de aplicare a încărcării şi secţiunea teoretică de încastrare. (raportul h_0/l este mai mic decât 1)

Pentru aceste elemente ipotezele simplificatoare adoptate în calculul elementelor lungi nu mai pot fi acceptate. Mecanismul de preluare a încărcărilor este de tip grindă cu contrafişă.

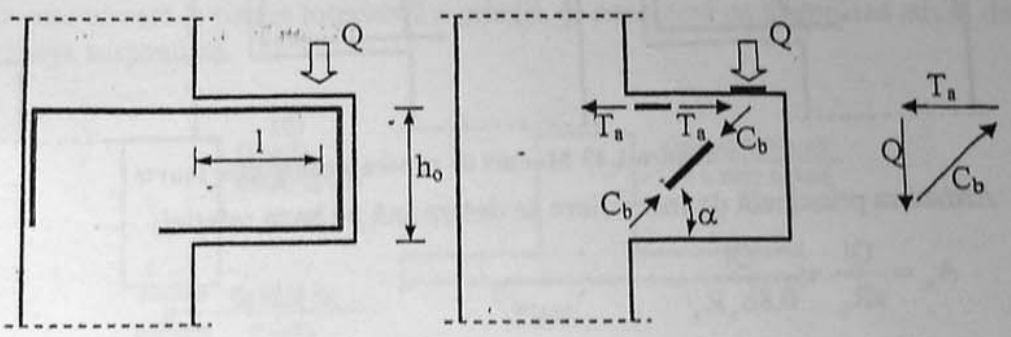


Figura 1.48 Console scurte. Alcătuire. Mecanismul de transmitere a încărcării la reazem.

Comportarea sub încărcări a consolelor scurte pune în evidenţă particularităţi de comportare, strâns legate de mecanismul particular de transmitere a încărcării de tip grindă cu contrafişă.

- - Efortul de întindere din armătura principală de la partea superioară practic constant între punctul de aplicare al forţei şi secţiunea teoretică de încastrare. Apare astfel necesitatea ancorării barelor de armătură cu o lungime suficientă (la) atât faţă de secţiunea teoretică de încastrare cât şi faţă de punctul de aplicare al forţei. Dacă barele nu sunt ancorate suficient ruperea se poate produce prin pierderea conlucrării din beton şi armătură.

$$T_a = \frac{Q}{tg\alpha}$$

- - Forţa de compresiune ce se dezvoltă în lungul diagonalei este aproximativ constantă. Îmbunătăţirea comportării consolei din punct de vedere al preluării eforturilor de compresiune în lungul diagonalei comprimate se poate face prin dispunerea de armături care să împiedice despicarea betonului în această direcţie.

$$C_b = \frac{Q}{\sin\alpha}$$

- - Armăturile înclinate şi etrierii verticali nu sunt eficiente în preluarea încărcării. Pentru armarea transversală apare necesară dispunerea de etrieri orizontali.

Consolele scurte prezintă câteva moduri particulare de cedare:

- ruperea prin despicarea betonului în lungul diagonalei comprimate (poate apărea îndeosebi la consolele de lăţime redusă) (a)

- ruperea „clasică" din încovoiere prin strivirea betonului comprimat după curgerea severă a armături întinse (b)
- ruperea prin pierderea conlucrării dintre armătură şi beton în cazul în care nu se iau măsuri speciale de ancorare suficientă a armăturii dincolo de punctul de aplicare a încărcării. (c)

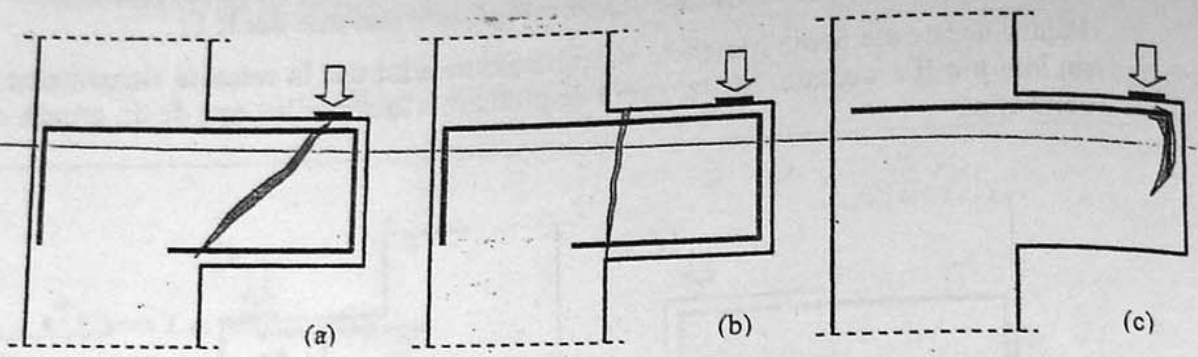


Figura 1.49 Moduri de rupere a consolelor scurte

Armatura principală de încovoiere se determină pe baza relaţiei:

$$A_a = \frac{Ql}{zR_a} \approx \frac{Ql}{0{,}8h_oR_a}$$

unde

z este braţul de pârghie al eforturilor de întindere din armătură

R_a este rezistenţa de calcul a armăturii

Necesarul de etrieri orizontali se stabileşte, conform STAS 10107/0-90, prin relaţia:

$$A_{ea} = \frac{1}{3}A_a \approx \frac{1}{3}\frac{Ql}{0{,}8h_oR_a} \approx \frac{Ql}{2{,}5h_oR_a}$$

Etrierii se consideră activi pe o lungime egală cu 2/3 din lungimea diagonalei.

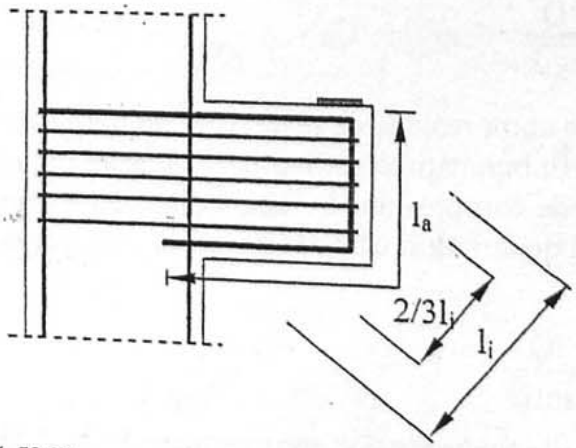


Figura 1.50 Dispunerea corectă a armăturilor în consola scurtă

Evitarea ruperii betonului comprimat prin despicare în lungul diagonalei comprimate se face prin limitarea forţei tăietoare la valoarea:

$$Q \le 2bh_oR_t$$

unde

b este lăţimea consolei

R_t este rezistenţa de calcul a betonului la întindere

1.2.8.2 Rezemări indirecte, încărcări suspendate

În practica curentă de proiectare se întâlnesc multe situaţii în care încărcări importante sunt „agăţate" de zona întinsă a grinzilor încovoiate. Astfel de situaţii se întâlnesc, de exemplu, în cazul suspendării de partea inferioară a grinzilor a unor conducte de gabarit mare sau a podurilor rulante. De asemenea în cazul grinzilor întoarse, când placa este turnată la partea inferioară a grinzii, se consideră ca încărcarea adusă de placă este suspendată.

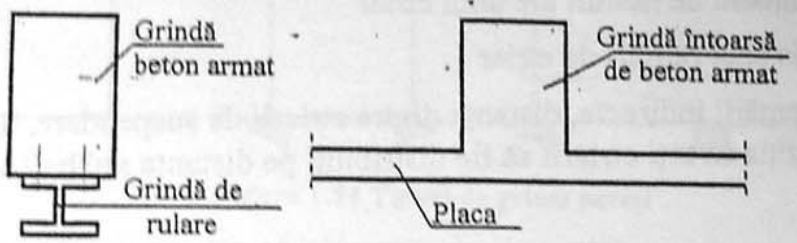


Figura 1.51 Tipuri de încărcări suspendate

O situaţie similară se întâlneşte şi în cazul planşeelor de beton armat rezolvate printr-un de grinzi secundare ce reazemă pe grinzile principale. În dreptul rezemării forţa tăietoare adusă de grinzile secundare este practic suspendată de partea inferioară a grinzilor principale. Se observă în figura următoare că datorită faptului că GS se află în dreptul reazemului ea este fisurată la partea de sus şi forţa tăietoare nu se poate transmite decât prin zona comprimată (de la partea de jos) a GS.

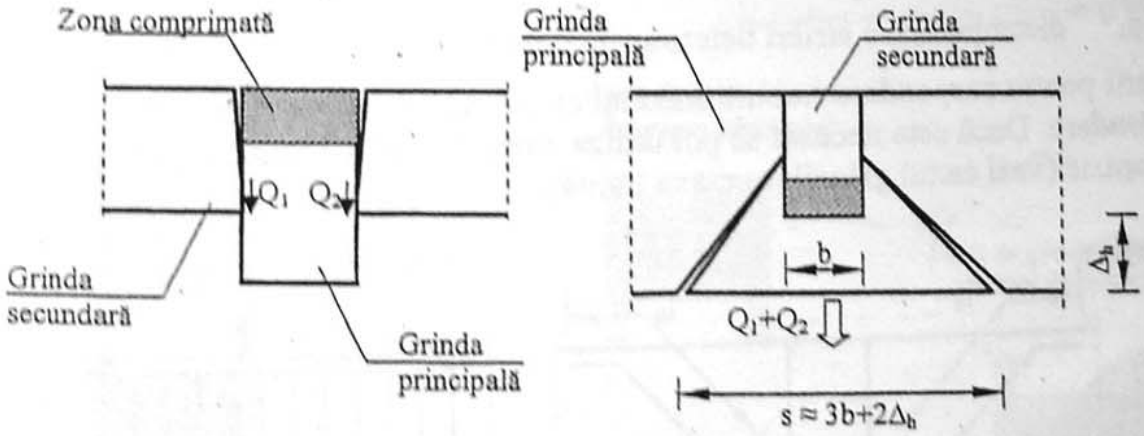


Figura 1.52 Modul de cedare în cazul rezemării indirecte

În toate aceste situaţii apare o tendinţă de despicare a inimii grinzii ce poartă încărcarea suspendată şi de desprindere a părţii inferioare a acesteia.

Împiedicarea acestui tip de cedare se poate face prin dispunerea de armături înclinate sau de etrieri: Pentru determinarea necesarului de armături înclinate se foloseşte relaţia:

$$A_{ai} = \frac{Q}{2R_{at}\sin\alpha}$$

unde:

Q forţa suspendată (în cazul rezemării indirecte a grinzii secundare pe grinda principala $Q=Q_1+Q_2$)

R_{at} rezistenţa de calcul a armăturii înclinate ($R_{at}=0.8R_a$)

α unghiul de înclinare a armăturii (în cazuri curente 45°)

Armaturile înclinate trebuie ancorate cu o lungime l_a măsurată începând din punctul de intersecţie al armăturii cu fisura înclinată.

Dacă armarea se face cu etrieri numărul necesar de etrieri se stabileşte astfel:

$$n = \frac{Q}{n_e A_{ae} R_{at}}$$

unde

n_e numărul de ramuri ale unui etrier

A_{ae} aria unei ramuri de etrier

În cazul rezemării indirecte, distanţa dintre etrierii de suspendare, a_e^s, se stabileşte punând condiţia ca toţi etrierii să fie distribuiţi pe distanţa $s=3b+2\Delta_h$ (vezi figura).

$$a_e^s = \frac{s}{n}$$

Trebuie notat că etrierii determinaţi prin relaţiile de mai sus trebuie dispuşi suplimentar faţă de cei determinaţi din calculul grinzii la forţă tăietoare. Distanţa cumulată dintre etrieri se poate calcula din relaţia:

$$\frac{1}{a_e} = \frac{1}{a_e^s} + \frac{1}{a_e^Q}$$

unde

a_e^Q distanţa dintre etrieri determinată din calculul la forţă tăietoare

Etrierii pentru suspendare trebuie ancoraţi cu o lungime l_a deasupra zonei de suspendare. Dacă este necesar se pot utiliza etrieri închişi cu ramurile orizontale suprapuse (vezi cazul grinzilor cu axa frântă).

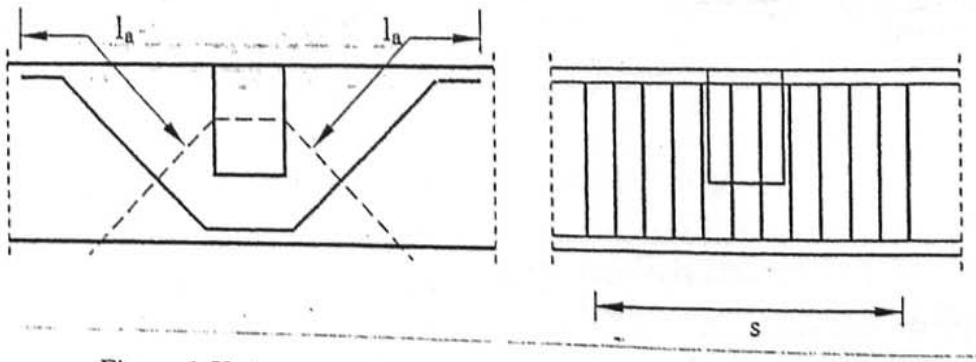
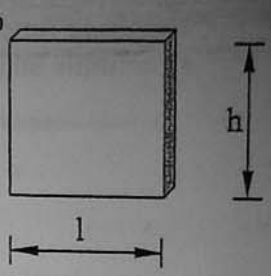


Figura 1.53 Armarea corectă a zonei de suspendare a încărcării

1.3. Grinzi perete din beton armat

Grinzile perete sunt elemente de tip placă cu încărcările şi reacţiunile cuprinse în planul median.

l,h>>b



În figura următoare sunt prezentate câteva tipuri de grinzi pereţi cu moduri de rezemare şi încărcare diferite.

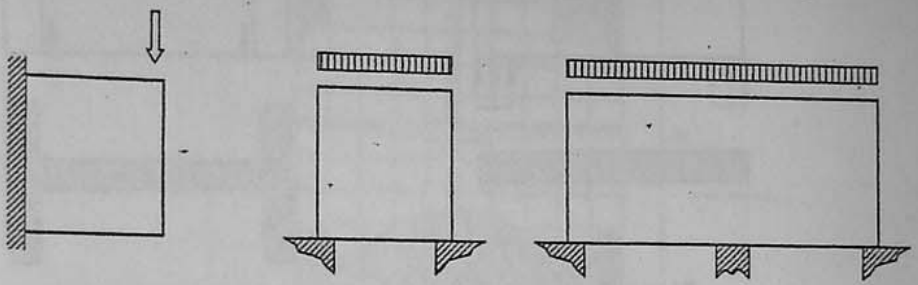


Figura 1.54 Tipuri de grinzi pereţi

Grinzile perete apar foarte rar ca elemente de sine stătătoare în construcţii . Ele apar însă sub forma unor elemente de tip placă încărcate în planul median. În aceste elemente putem spune că apare „efectul de grindă perete".

De exemplu, în cazul structurilor cu pereţi din beton armat întreruperea pereţilor pe înălţimea parterului duce la formarea efectului de grindă perete la etajul 1. Acelaşi efect se simte şi în cazul pereţilor de subsol care, în mod schematizat, sunt încărcaţi de jos în sus cu o încărcare distribuită iar reacţiunile sunt constituite de forţele axiale din stâlpii de la parter.

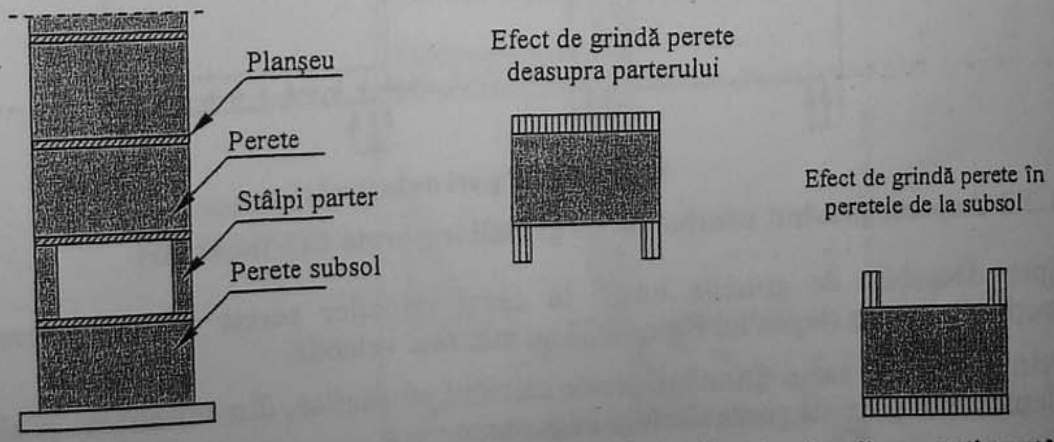


Figura 1.55 Apariţia efectului de grindă perete în cazul pereţilor structurali rezemaţi pe stâlpi la parter

În cazul structurilor de beton armat cu pereţi structurali cuplaţi, riglele de cuplare se comportă tot ca grinzile perete.

Alte construcţii în ale căror structuri efectul de grindă perete este important sunt: silozurile pentru depozitarea materialelor granulare, rezervoare suspendate rezemate pe stâlpi, turnurile de răcire a apei din termocentrale, etc.

1.3.2 Moduri de încărcare şi rezemare:

Rezemarea grinzilor perete se poate face direct sau indirect. Tipul de rezemare se stabileşte funcţie de modul de interacţiune dintre grinda perete şi elementele structurale adiacente:

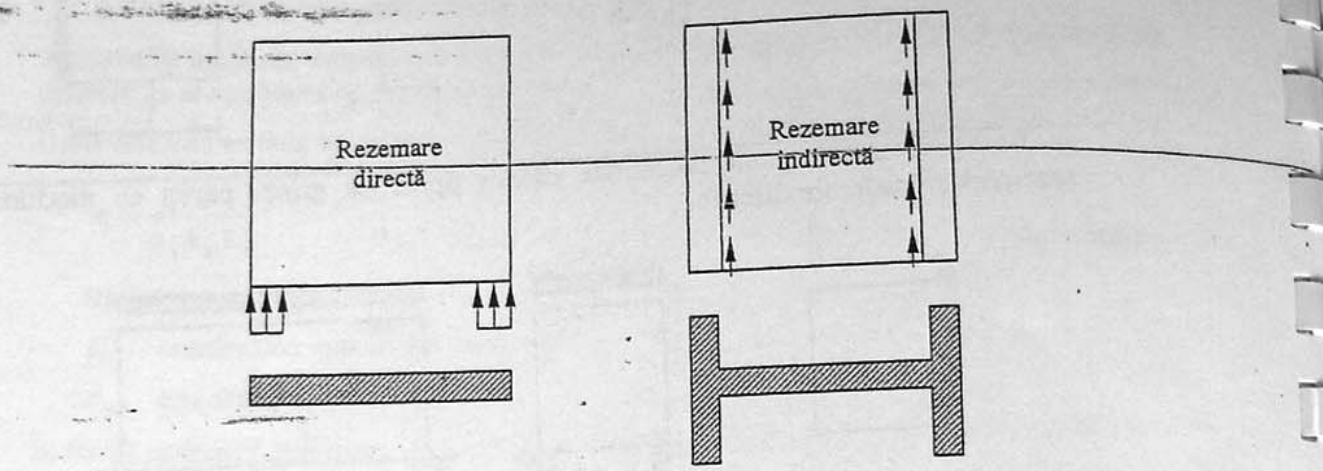


Figura 1.56 Tipuri de rezemări ale grinzilor pereţi

De asemenea, încărcarea grinzilor pereţi se poate face direct sau suspendat.

Atât modul de rezemare cât şi modul de încărcare au influenţa directă asupra distribuţiei şi valorilor eforturilor unitare pe direcţie orizontală şi verticală, σ_x şi σ_y.

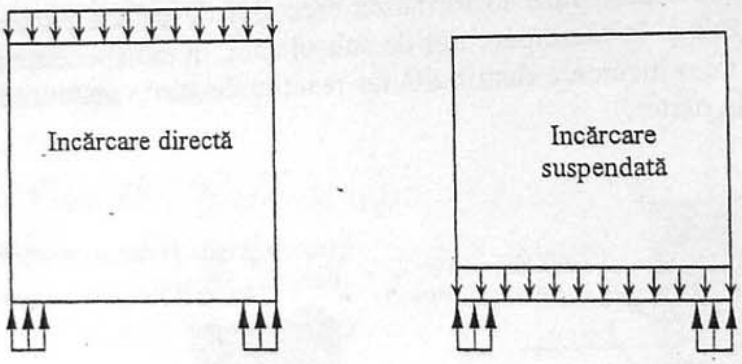


Figura 1.57 Tipuri de încărcări

1.3.3 Aspecte privind comportarea grinzilor perete sub încărcări

Spre deosebire de grinzile lungi, în cazul grinzilor perete ipoteza geometrică a secţiunilor plane (legea lui Bernoulli) nu mai este valabilă.

Prin urmare, în cazul grinzilor perete calculul eforturilor, dimensionarea şi alcătuirea elementelor prezintă particularităţi importante.

În figura următoare este prezentată diagrama de eforturi unitare σ_x pentru un element alcătuit dintr-un material cu comportare elastică şi omogenă pentru două raporturi diferite l/h. Se observă cum, în cazul elementului cu raportul l/h=4, distribuţia eforturilor σ_x este aproximativ liniară în zona mediană. Această distribuţie este conformă cu rezultatele obţinute prin aplicarea legii secţiunilor plane pentru un material cu comportare elastică şi omogenă. În cazul elementului cu raportul l/h=1,

diagrama σ_x se îndepărtează mult de la distribuţia liniară. Ţinând cont că pentru un material elastic şi omogen este valabilă relaţia de proporţionalitate între eforturi unitare şi deformaţii specifice, rezultă că nici distribuţia deformaţiilor specifice ε nu este liniară şi, prin urmare, că elementul nu respectă legea secţiunilor plane.

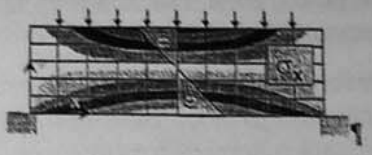


Figura 1.58 Distribuţia eforturilor σ_x în cazul grinzilor cu l/h=4

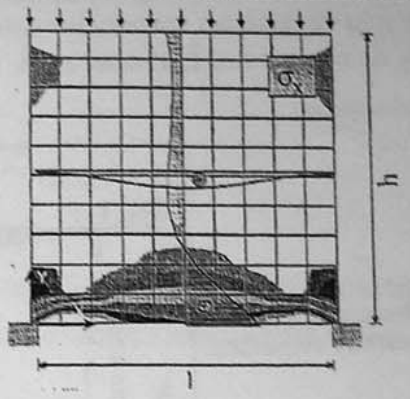


Figura 1.59 Distribuţia eforturilor σ_x în cazul grinzilor cu l/h=1

În concluzie, pentru grinzi perete determinarea distribuţiilor de deformaţii specifice şi de eforturi unitare nu mai poate fi făcută simplificat pornind de la valorile eforturilor secţionale pe baza legii secţiunilor plane. Pentru calcul trebuie utilizate programe de calcul avansat, bazate pe elemente finite, sau relaţii obţinute experimental. Armarea grinzilor perete din beton armat trebuie făcută în acord cu aceste rezultate.

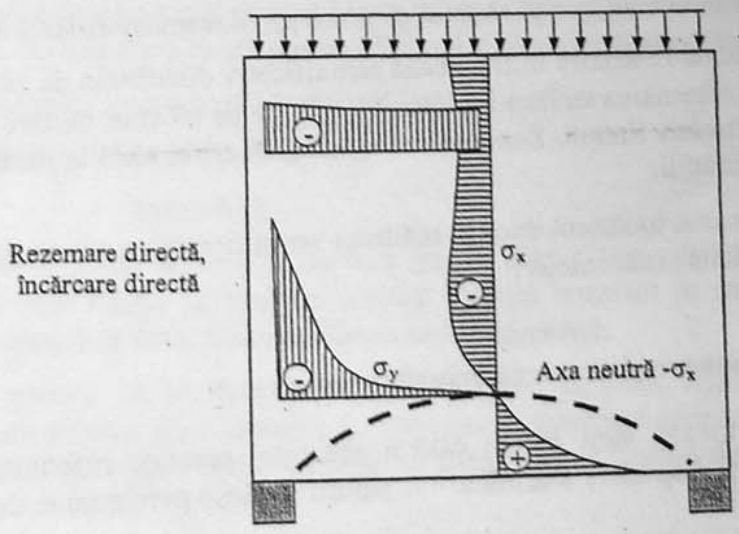


Figura 1.60 Distribuţii de σ pe secţiune pt. grinzi pereţi rezemate direct şi încărcate direct

Calculele efectuate pe grinzi perete cu diferite moduri de încărcare şi rezemare au pus în evidenţă că:

- modul de încărcare nu modifică semnificativ forma şi valorile distribuţiei de eforturi unitare în direcţie orizontală, σ_x. Astfel, atât în cazul încărcării suspendate cât şi în cazul încărcării directe necesarul de armătură orizontală şi poziţia acesteia în secţiune este aceeaşi. Din figura de mai sus se observă că în ceea ce priveşte pe σ_x, zona întinsă a secţiunii este restrânsă în treimea inferioară a elementului.

Valoarea şi distribuţia eforturilor unitare verticale σ_y se modifică semnificativ cu modul de încărcare. În cazul încărcării suspendate este necesară dispunerea de armătură verticală puternică pentru suspendarea încărcării de zona comprimată a grinzii (apar eforturi σ_y de întindere). Măsuri speciale de armare trebuie luate şi în vecinătatea reazemelor datorită concentrării puternice a eforturilor σ_y, de compresiune, în acea zonă.

Rezemare directă, încărcare suspendată

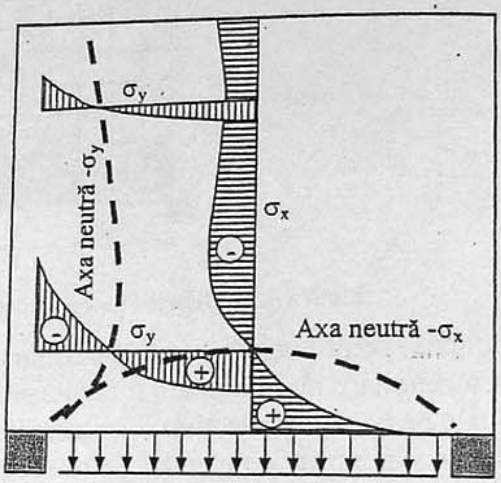


Figura 1.61 Distribuţii de σ pe secţiune pt. grinzi pereţi rezemate direct şi încărcate indirect

- Modul de rezemare influenţează semnificativ distribuţia de eforturi unitare σ_x. Dacă rezemarea se face indirect, distribuţia de eforturi unitare σ_x devine aproximativ liniară. Zona întinsă avansează astfel până la jumătatea înălţimii elementului.

  Rezemarea indirectă duce la scăderea semnificativă a eforturilor σ_y în vecinătatea reazemelor.

1.3.4 Dimensionare şi armarea grinzilor perete

În cele ce urmează sunt făcute câteva precizări practice referitoare la modul de dimensionare şi dispunere a armăturilor pentru grinzile perete cu o singură deschidere rezemate direct.

1.3.4.1 Dimensionarea şi dispunerea armăturii principale longitudinale pentru preluarea întinderilor din încovoiere

În cazul obişnuit al grinzilor încărcate cu forţe uniform distribuite determinarea eforturilor secţionale se poate face ca pentru elementele lungi cu considerarea rigidităţii corespunzătoare stadiului I de lucru, nefisurat.

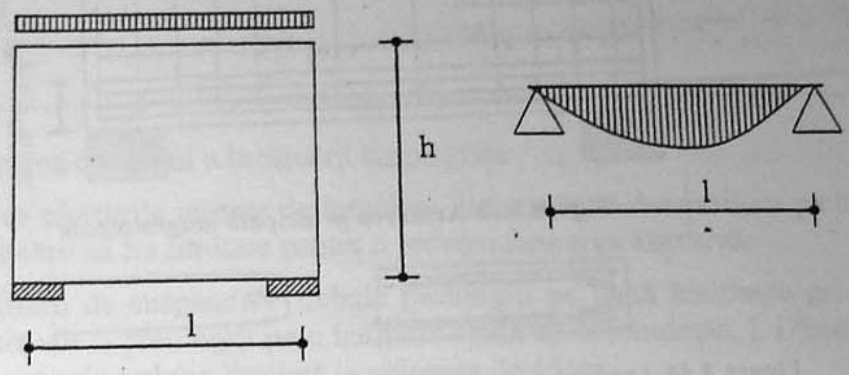


Figura 1.62 Determinarea simplificată a momentului încovoietor

Determinarea necesarului de armătură longitudinală se face cu ajutorul relaţiei:

$$A_a = \frac{M_{max}}{R_a z},$$

unde:

A_a este aria totală de armătură

R_a este rezistenţa de calcul a armăturii

M_{max} este momentul încovoietor maxim din deschidere

z este braţul de pârghie al eforturilor interioare (distanţa de la rezultanta eforturilor de întindere din armătură la rezultanta eforturilor de compresiune din beton)

Braţul de pârghie z poate fi determinat pe baza relaţiei:

$z = 0.2\ (l+2h)$ dacă $1 \le l/h < 2$

$z = 0.6l$ dacă $l/h < 1$

Deoarece efortul în armătură variază puţin din câmp către reazem, armătura determinată prin relaţia de mai sus trebuie dispusă constant pe deschidere şi trebuie ancorată la capete la 80% din capacitatea sa de rezistenţă.

Ancorarea trebuie să se facă prin bucle dispuse în plan orizontal (vezi figura). Problema ancorajului este deosebit de importantă deoarece cantitatea relativ mare de armătură longitudinală trebuie dispusă în întregime la partea de jos pe o înălţime redusă egală cu 0.25h ... 0.05l.

De aceea, pentru a preveni dificultăţile de ancorare, este preferabilă utilizarea barelor de diametru redus. Trebuie menţionat că, dacă grinda are rigidizări la capete, condiţiile de ancorare se îmbunătăţesc semnificativ.

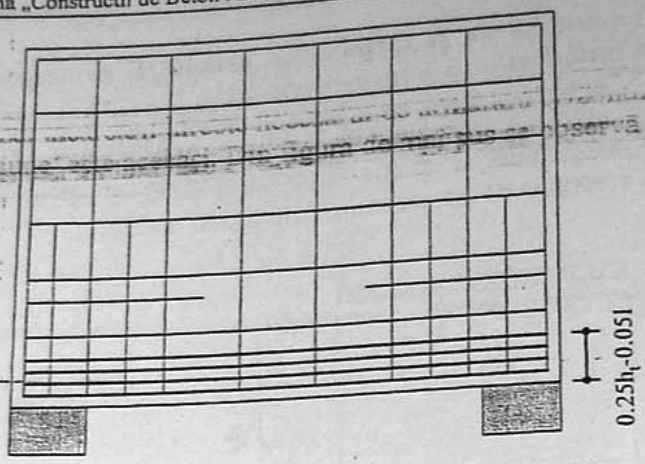


Figura 1.63 Armarea principală longitudinală

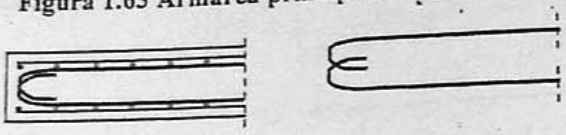


Figura 1.64 Ancorarea corectă a barelor longitudinale prin bucle orizontale

1.3.4.2 Dimensionarea și dispunerea armăturii din inima grinzilor pereți

Dacă încărcarea este aplicată direct (la partea superioară a grinzii) eforturile unitare din direcție verticală, σ_y, sunt de compresiune. Armarea inimii grinzii se face cu etrieri verticali și cu bare orizontale.

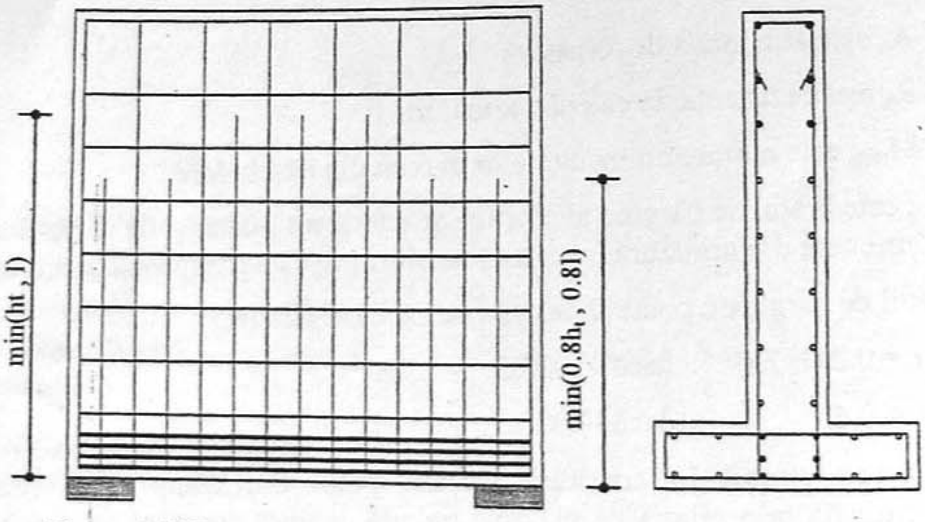


Figura 1.65 Dispunerea armăturilor pentru suspendarea încărcării

Aria minimă de armătură se stabilește pe baza relațiilor:

$A_e^{min} = 0.25\%$ bt pentru bare netede

$A_e^{min} = 0.20\%$ bt pentru bare profilate

unde:

t pasul rețelei

b lățimea grinzii

Reţelele de armături din inima grinzii trebuie dimensionate astfel încât să poată prelua şi eforturile datorate altor încărcări posibile cum ar fi: eforturi de întindere în planul median, încovoiere datorară unor încărcări perpendiculare pe planul median

În cazul încărcării suspendate, Reţeaua ortogonală trebuie suplimentată cu etrieri verticali pentru transmiterea încărcării la partea superioară a grinzii. Armătura suplimentară trebuie să fie dimensionată pe baza valorii de calcul a încărcării.

$$A_{a\,/m} = \frac{q_{\,/m}}{R_a}$$

unde:

q valoarea de calcul a încărcării suspendate

Este indicat ca eforturile unitare de întindere din armătură determinate pe baza valorii normate încărcării să fie limitate pentru a preveni fisurarea excesivă.

Dacă l≥h, etrierii de suspendare trebuie prelungiţi pe toată înălţimea grinzii. În caz contrar aceştia vor fi prelungiţi pe o înălţime egală cu deschiderea, l. Distanţa maximă între barele verticale trebuie limitată la valoarea de 15cm.

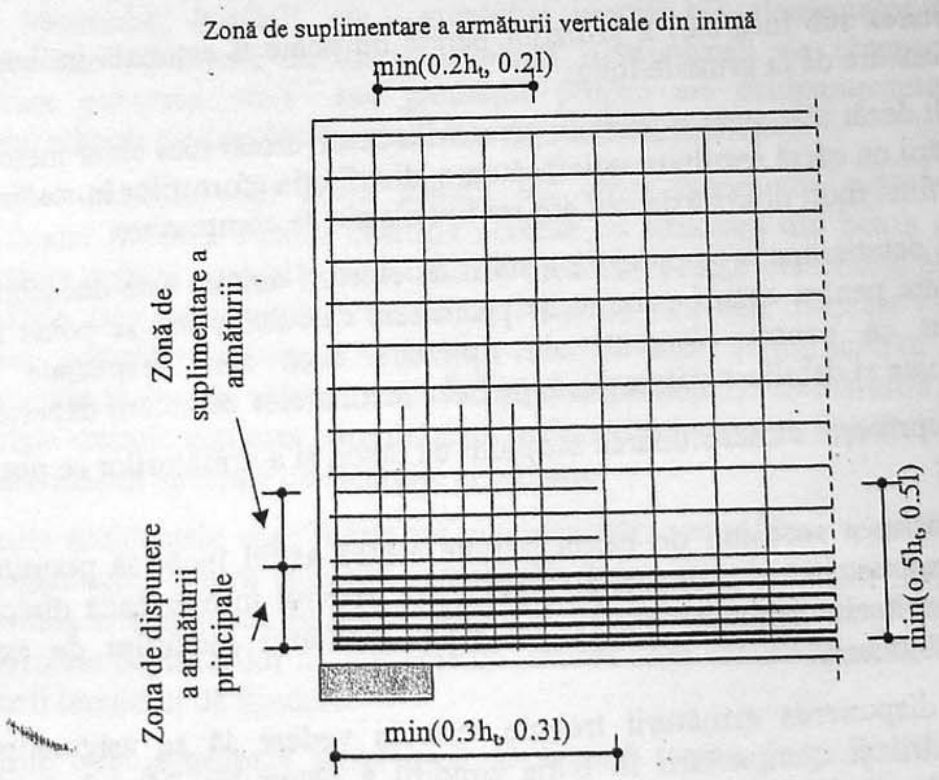


Figura 1.66 Dispunerea armăturilor suplimentare din zonele de rezemare

1.3.4.3 Dimensionarea zonelor de reazem

Dimensionarea secţiunii de reazem se poate face cu ajutorul relaţiei:

$$Q < 0.8 b_o (c + h_o) \sigma'^{*}_b$$

unde:

Q reacţiunea grinzii în reazemul considerat

c lăţimea reazemului. se limitează superior la valoarea l/5

b_o lăţimea grinzii în zona reazem

h_o înălţimea plăcii sau a nervurii de la baza grinzii

σ_b marca betonului

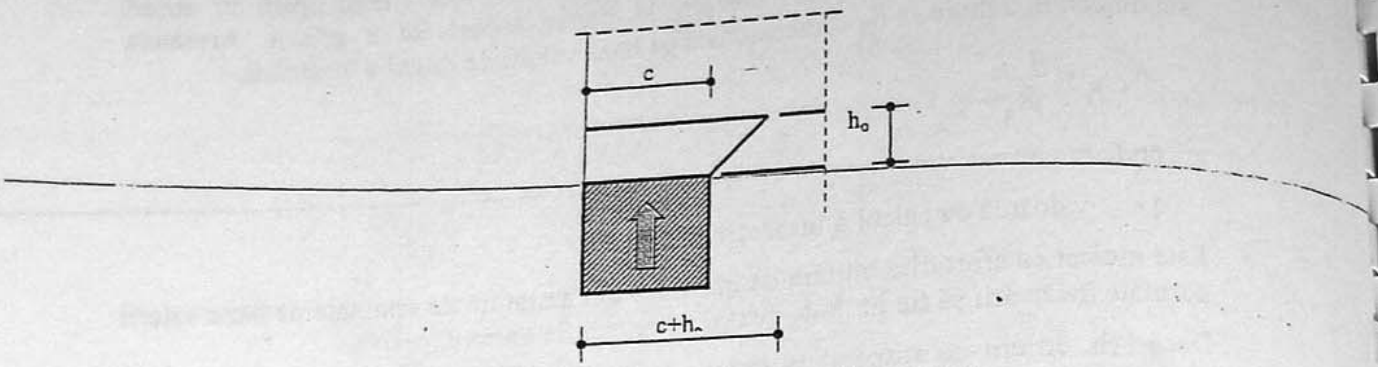


Figura 1.67 Geometria zonei de rezemare

1.3.5 Concluzii

Comportarea sub încărcări a grinzilor perete nu poate fi estimată utilizând ipotezele simplificatoare de la grinzile lungi.

Mai mult decât atât, pentru grinzile perete din beton armat nici chiar metodele Teoriei Elasticităţii nu oferă rezultate satisfăcătoare, distribuţia eforturilor în stadiul II de lucru (fisurat) fiind mult diferită de cea din stadiul elastic de comportare.

De aceea determinarea cu precizie a stării de eforturi unitare este deosebit de dificilă. Prin urmare pentru cazuri curente de proiectare calculul static se poate face în mod simplificat ca pentru elemente de tip bară dacă sunt respectate regulile de dimensionare şi detaliere determinate pe baza rezultatelor cercetării experimentale.

În ceea ce priveşte dimensionarea secţiunii de beton şi a armăturilor se pot face câteva observaţii:

- Grosimea secţiunii de beton trebuie aleasă astfel încât să permită o calitate corespunzătoare a execuţiei. Rezistenţa betonul influenţează direct şi decisiv capacitatea grinzilor pereţi. De aceea, calitatea lucrărilor de execuţie este hotărâtoare.
- La dispunerea armăturii trebuie avut în vedere să se asigure posibilitatea turnării şi compactării în bune condiţii a betonului. Modul de dispunere a armăturilor şi caracteristicile geometrice ale grinzi influenţează direct posibilitatea unei execuţii corecte.
- Este necesară verificarea de rezistenţă a secţiunii de beton în vecinătatea reazemelor.
- Dispunerea armăturilor în planul median al grinzilor pereţi este de evitat.
- La calculul armăturii trebuie ţinut cont de solicitările datorate unor încărcări globale la nivel de sistem structural:întinderi centrice în planul media, încovoieri datorate unor încărcări perpendiculare pe planul median .
- Distribuţia de eforturi este sensibilă la deplasările reazemelor, datorită rigidităţii foarte mari la încovoiere

2. Aspecte generale privind proiectarea structurilor din beton armat

România este o ţară cu hazard seismic moderat şi, de regulă, construcţiile sunt dimensionate de acţiunea seismică. Scopul acestui capitol este de a prezenta succint principalele aspecte privind proiectarea structurilor din beton armat amplasate în zone seismice.

2.1. Acţiuni în construcţii

2.1.1 Clasificarea şi gruparea acţiunilor conform normativului CR0-2005

Definirea acţiunilor şi modul de grupare al acestora este făcută în norma „Cod de proiectare. Bazele proiectării structurilor în construcţii.", indicativ CR0-2005.

Acest cod românesc clasifică acţiunile în trei categorii: acţiuni permanente (G), acţiuni variabile (Q) şi acţiuni accidentale (A).

Acţiunile permanente sunt acele acţiuni care acţionează pe toată durata vieţii construcţiei fără a-şi modifica intensitatea în mod semnificativ. Astfel de acţiuni sunt, de exemplu, greutăţile proprii a elementelor structurale (plăci, grinzi, stâlpi, planşee, pereţi structurali, fundaţii, etc.), greutăţile proprii ale elementelor de construcţie nestructurale (elemente de finisare, pereţi nestructurali de compartimentare sau închidere, parapete, etc.) sau greutăţile proprii ale echipamentelor necesare în procesul tehnologic (de funcţionare) al construcţiei (instalaţii).

Acţiunile variabile sunt acele acţiuni ale căror parametrii caracteristici variază semnificativ în timp. Pentru clădirile curente cu structura din beton armat cele mai importante acţiuni variabile sunt date de încărcările utile distribuite pe planşee şi de încărcările datorate zăpezii. Alte acţiuni variabile sunt cele datorate vântului sau cele datorate podurilor rulante. Acţiunea vântului este semnificativă numai pentru construcţiile înalte din beton armat. În cazul construcţiilor de înălţime medie sau mică proiectate seismic acţiunea vântului este preluată în bune condiţii de structură fără a fi necesare măsuri speciale de alcătuire şi armare.

Acţiunile accidentale apar foarte rar cu intensităţi semnificative pe durata de viaţă a unei construcţii. Pentru clădirile curente din beton armat cea mai importantă acţiune accidentală este acţiunea seismică. Alte astfel de acţiuni sunt cele datorate exploziilor, cele datorate deplasărilor de reazeme ca urmare unei schimbări accidentale radicale a structurii terenului de fundare.

Acţiunile trebuie grupate astfel încât să se ţină seama de probabilitatea de acţiune simultană a diferitelor tipuri. Legat de această probabilitate trebuie aleasă şi intensitatea de proiectare pentru fiecare acţiune. Dacă acţiunile permanente sunt prezente constant pe întreaga durată de viaţă a construcţiei, cele temporare au intensităţi variabile. Manifestarea lor simultană cu intensitatea maximă probabilă este posibilă numai pentru perioade scurte de timp.

Acţiunile accidentale apar foarte rar în viaţa unei construcţii şi posibilitatea ca acestea să se suprapună cu o intensitate maximă a celorlalte acţiuni este puţin probabilă.

Astfel în codul de acţiuni sunt prevăzute următoarele trei grupări de acţiuni pentru verificări la Stări Limită Ultime.

- gruparea care cuprinde acţiunile permanente şi variabile cu intensităţile lor maxime probabile

$$1,35\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + 1,5Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} 1,5\psi_{0,i} Q_{k,i}$$

unde

$G_{k,j}$ valoarea caracteristică a acţiunii permanente „j"
$Q_{k,i}$ valoarea caracteristică a acţiunii variabile cu pondere predominantă
$Q_{k,i}$ valoarea caracteristică a acţiunii variabile „i" alta decât cea predominantă
$\Psi_{0,i}$ factor de simultaneitate a acţiunilor variabile „i"; $\psi_{0,i} = 0,7$ cu excepţia încărcărilor din depozite sau a celor provenind din împingerea pământului, a materialelor pulverulente sau a fluidelor (apei) pentru care $\psi_{0,i} = 1,0$

- dacă acţiunea permanentă are efect favorabil asupra siguranţei structurilor gruparea acţiunilor se face conform relaţiei:

$$0,9\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + 1,5Q_{k,1} + \sum_{i=2}^{m} 1,5\psi_{0,i} Q_{k,i}$$

- pentru cazul acţiunilor seismice se poate utiliza următoarea relaţie pentru gruparea factorizată a acţiunilor:

$$\sum_{j=1}^{n} G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum_{i=1}^{m} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

A_{Ek} valoarea caracteristică a acţiunii seismice
γ_I factor de importanţă al construcţiei
$\psi_{2,i}$ coeficient pentru determinarea valorii cvasipermanente a acţiunii variabile $Q_{k,i}$. Pentru acţiuni din zăpadă sau acţiuni datorate exploatării $\psi_{2,i} = 0,4$, cu excepţia încărcărilor din depozite pentru care $\psi_{2,i} = 0,8$.

2.1.2 Acţiunea seismică

3.1.1.1 Riscul seismic

Riscul seismic poate fi definit ca probabilitatea ca efectele sociale şi economice ale unui cutremur să depăşească valorile specificate. Aceste valori sunt stabilite convenţional pentru un amplasament şi pentru o perioadă de timp finită.

Dacă cutremurele sunt inevitabile, dezastrele seismice pot fi limitate. De fapt, pierderile sociale şi economice apar urmare a interacţiunii dintre mişcarea seismică şi mediul construit.

Riscul seismic, RS, poate fi calculat ca produsul dintre hazardul seismic în amplasament, HS, vulnerabilitatea construcţiei (structurală şi/sau nestructurală), V, şi expunerea socială şi economică asociată amplasamentului, E.

Hazardul seismic defineşte probabilitatea ca un seism de o anumita intensitate sa se producă intr-un amplasament dat. Vulnerabilitatea structurala descrie sensibilitatea unei structuri la acţiuni seismice. Prin expunere se înţelege totalitatea valorilor sociale

şi economice ce sunt expuse degradării datorită vulnerabilităţii mediului construit în amplasament.

$$RS = HS \; V \; E$$

Relaţia poate fi înţeleasă cu uşurinţă dacă se aleg situaţii limită pentru cele trei mărimi valori extreme.

De exemplu, indiferent de vulnerabilitatea seismică şi indiferent de expunere, dacă hazardul seismic în amplasament este tinde către zero şi riscul seismic tinde să fie nul. Dacă expunerea este aproape zero (nu există valori sociale şi nici valori economice semnificative expuse deteriorării) atunci, indiferent de gradul de vulnerabilitate al mediului construit şi indiferent de hazardul seismic în amplasament, riscul seismic este aproape nul.

3.1.1.2 Scopul proiectării seismice

Principala funcţie a proiectării structurale pentru clădiri a fost până recent aceea de a oferi standarde minime pentru asigurarea siguranţei oamenilor. Prin urmare, filozofia de bază şi scopul principal al majorităţii codurilor de proiectare seismică a fost acela de a evita pierderea vieţii oamenilor din clădiri şi din jurul lor, precum şi rănirile grave în cursul unui cutremur major. Limitarea pagubelor economice cauzate de cutremure reprezenta numai un scop secundar. Întreaga metodologie de proiectare era bazată pe verificarea structurii la acţiunea asociată unui singur nivel al cutremurului de proiectare. O astfel de metodologie era prevăzută şi de codul românesc de proiectare seismică, P100-92.

În ultimii ani s-a dezvoltat un nou concept numit Ingineria Bazată pe Performanţă ce implică proiectarea completă, execuţia şi activităţile de întreţinere necesare construcţiilor astfel încât ele să reziste cutremurelor de diferite intensităţi în anumite limite de avariere. Astfel ingineria bazată pe performanţă este un proces de durată ce începe odată cu proiectarea şi continuă pe parcursul întregii vieţi a construcţiei prin verificări şi lucrări de întreţinere.

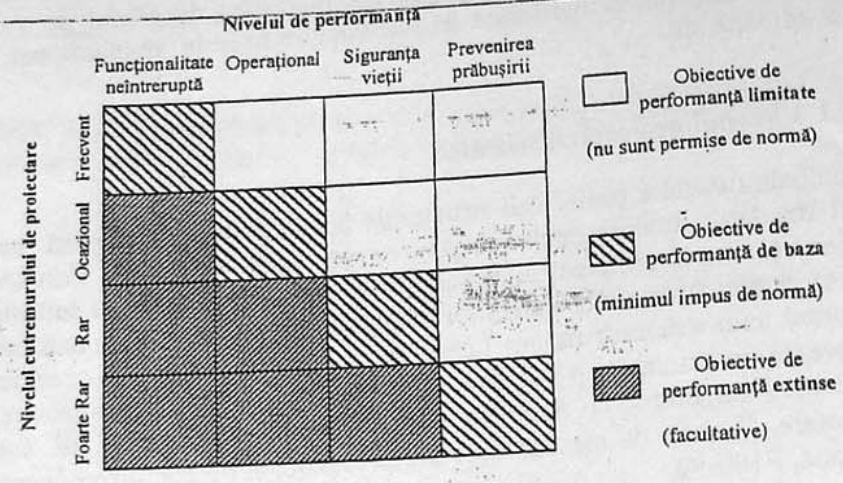
În cazul ingineriei seismice se doreşte controlul comportării (performanţelor) clădirilor la acţiunea unor cutremure cu niveluri diferite de intensitate (niveluri de hazard) urmărindu-se pentru fiecare nivel de intensitate îndeplinirea unor exigenţe distincte privind limitarea degradărilor structurale şi nestructurale (niveluri de performanţă). În acest mod se urmăreşte limitarea costurilor totale asociate realizării si exploatării unei construcţii. Trebuie înţeles că aceste costuri cuprind două componente: costurile de realizare a construcţiei şi costurile de întreţinere şi reparaţii.

În Europa, tendinţa modernă în dezvoltarea codurilor de proiectare seismică este aceea de a se trece de la metodologia curentă bazată pe un singur nivel al cutremurului de proiectare la o metodologie bazată pe cel puţin două niveluri distincte ale cutremurului de proiectare:

- cutremurul de serviciu după acţiunea căruia clădirea trebuie să rămână în funcţiune
- cutremurul de protejare a vieţii la acţiunea căruia trebuie să nu se producă pierderi de vieţi sau răniri grave ale ocupanţilor sau a oamenilor din imediata vecinătate a construcţiei

Această abordare propusă de norma europeană Eurocode 8 destinată proiectării seismice a clădirilor este implementată şi în noul cod românesc de proiectare seismică, P100-1/2006.

Alte coduri, cum sunt normele propuse de FEMA (Agenţia Federală de Management a Situaţiilor de Urgenţa din Statele Unite ale Americii), propun utilizarea chiar a mai multor niveluri ale cutremurului de proiectare. Asocierea dintre un nivel de intensitate al mişcării seismice cu un nivel de performanţă conduce la definirea unui obiectiv de performanţă.



În următoarele două paragrafe sunt făcute câteva precizări referitoare la cele două stări limită propuse de Eurocodul 8 şi de P100-1/2006.

2.1.2.1 Starea limită de serviciu

Verificarea structurilor la starea limită de serviciu are în vedere asigurarea funcţionării normale a construcţiei după acţiunea cutremurului de serviciu.

Cutremurul de serviciu este un cutremur de intensitate relativ redusă caracterizat de o perioadă medie de revenire mică (între 20 şi 50 ani). Astfel de cutremure pot apărea de mai multe ori de-a lungul perioadei de utilizare a unei construcţii şi, prin urmare, apare necesara asigurarea funcţionării construcţiei după producerea unui astfel de eveniment.

Acest obiectiv este strâns legat de îndeplinirea următoarelor cerinţe:

- limitarea degradărilor elementelor nestructurale (ziduri de compartimentare, închideri, finisaje, instalaţii, etc.)
- prevenirea degradărilor elementelor structurale. Pentru aceasta structura ar trebui să se comporte elastic. Se acceptă incursiuni limitate în domeniul plastic numai în situaţii excepţionale (deformaţiile plastice sunt ireversibile ele fiind asociate cu degradări ale elementelor structurale care trebuie remediate pentru asigurarea funcţionării construcţiei)

În codurile curente de proiectare aceste cerinţe se asigură prin impunerea unor condiţii privind deplasarea laterală a structurilor.

3.1.1.3 Starea limită ultimă

Scopul principal al verificării la Starea Limită Ultimă este prevenirea pierderilor de vieţi omeneşti şi împiedicarea rănirii grave a utilizatorilor sau a persoanelor din imediata vecinătate.

Cutremurul de proiectare la starea limită ultimă este un cutremur de intensitate mare, ce apare rar în viaţa unei construcţii. Perioada medie de revenire este relative lungă situându-se între 100 şi 500 de ani.

În codul precedent de proiectare seismică P100-92 intensitatea cutremurului de proiectare este asociată unei perioade medii de revenire de 50 ani. În noul cod, P100-1/2006, pentru Starea Limită Ultimă este prevăzută o intensitate seismică corespunzătoare unei perioade medii de revenire de 100 de ani. In alte coduri de proiectare (de exemplu, Eurocodul 8) perioada medie de revenire pentru SLU este de 475 de ani.

Pentru îndeplinirea obiectivului asociat acestei stări limită este necesar ca sub acţiunea cutremurului :

- să se împiedice degradarea totală şi prăbuşirea elementelor nestructurale care poate să ducă la rănirea gravă a utilizatorilor clădirii sau a oamenilor din imediata vecinătate
- să se limiteze degradările structurale astfel încât clădirea să nu se prăbuşească. Se admit deformaţii plastice semnificative ale elementelor structurale (în consecinţă, este acceptată apariţia degradărilor structurale)

După incidenţa cutremurului asociat acestei stări limită se admite necesitatea reparării atât a elementelor structurale cât şi a celor nestructurale. Prin urmare, funcţionarea construcţiei poate fi întreruptă pentru o perioadă de timp.

3.1.1.4 Cuantificarea acţiunilor seismice conform P100-1/2006

Codurile de proiectare cuprind relaţii simplificate pentru determinarea forţelor seismice de calcul. În general acţiunea seismică este reprezentată printr-un set de forţe laterale echivalente (forţe seismice de proiectare).

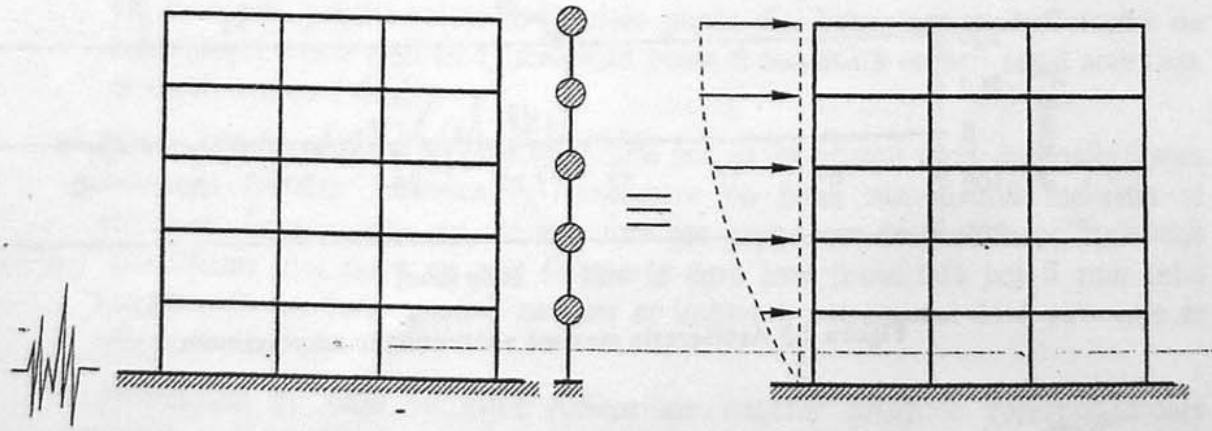


Figura 2.1 Reprezentarea simplificată a forţei seismice pentru proiectare

Coeficientul seismic reprezintă raportul din forţa seismică de proiectare şi greutatea totală a construcţiei.

$$c = \frac{F_b}{G}$$

Acest coeficient se determină pe baza relaţiei:

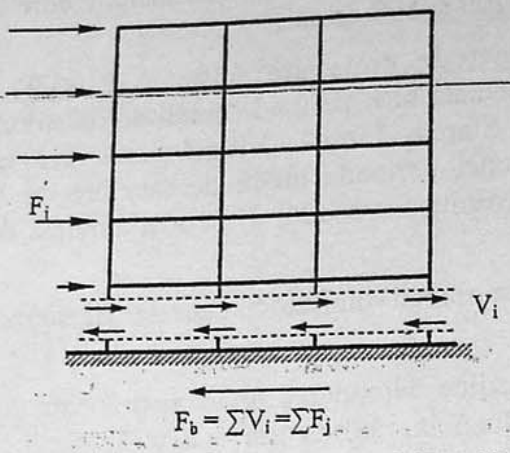


Figura 2.2 Semnificaţia forţei tăietoare de bază

$$c = \gamma_I \frac{a_g}{g} \frac{\beta(T)}{q} \lambda$$

unde

γ_I factor de importanţă ce ţine seama de importanţa construcţiei. Practic prin acest coeficient se modifică exigenţele de performanţa prin modificarea intensităţii cutremurului de proiectare.

a_g descrie intensitatea seismică în amplasament şi poate fi determinat ca raportul dintre acceleraţia maximă a terenului în amplasament asociată cutremurului de proiectare (vezi figura) şi acceleraţia gravitaţională

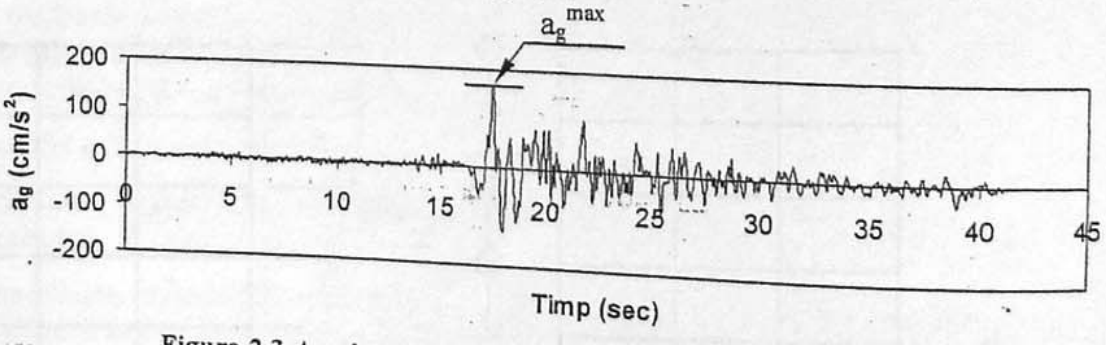


Figura 2.3 Acceleraţia maximă a terenului în amplasament

$\beta(T)$ valoarea acceleraţiei spectrale normalizate corespunzătoare perioadei T. Acest coeficient reprezintă raportul din acceleraţia la nivelul masei unui sistem

cu 1GLD de perioadă T şi acceleraţia terenului. Prin acest coeficient se descrie forma spectrului elastic de acceleraţii corespunzător cutremurului de proiectare în amplasament.

Produsul $a_g\beta g$ descrie practic spectrul (elastic, de acceleraţii) de proiectare.

$$SA = a_g^{max}\beta = \frac{a_g^{max}}{g}\beta g = a_g\beta g$$

Trebuie remarcat că majoritatea structurilor de beton armat de înălţime medie sau mică au perioade de vibraţie reduse comparativ cu perioada predominantă a mişcării seismice în amplasament (T_c) şi, prin urmare, ele se plasează în intervalul de expunere maximă la acţiunea seismică ($T \leq T_c$). Această observaţie este valabilă pentru amplasamentele expuse sursei seismice Vrancea.

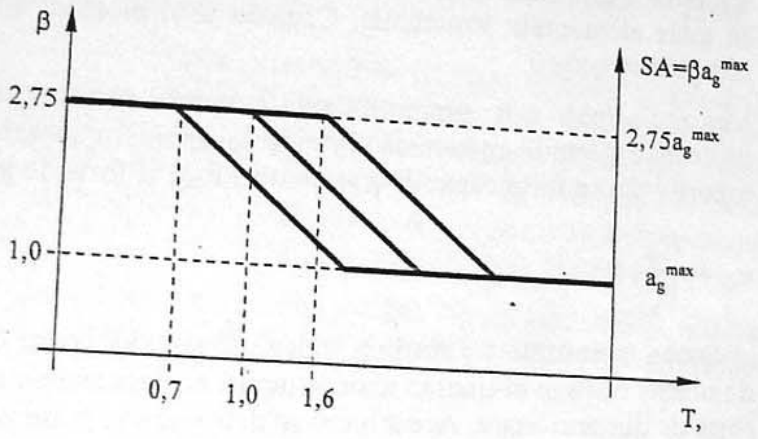


Figura 2.4 Corespondenţa dintre β şi spectrul de proiectare

λ coeficientul de echivalenţa între sistemul cu 1GLD şi sistemul cu nGLD. Utilizarea acestui coeficient este necesară deoarece cerinţa de rezistenţă pentru structuri cu unul sau mai multe grade de libertate dinamică se stabileşte pe baza spectrelor de acceleraţii, SA (aceste spectre caracterizează răspunsul maxim al sistemelor cu 1GLD).

De exemplu, pentru halele industriale parter din beton armat coeficientul de echivalenţă e este egal cu 1 (structura poate fi modelată cu suficientă acurateţe ca un sistem cu 1 GLD).

q factor de comportare. Acest factor ţine seama în primul rând de posibilitatea reducerii forţelor seismice de proiectare pe baza răspunsului inelastic al structurii. În principiu, cu cât structura are capacitate de deformare inelastică (ductilitate) mai mare cu atât forţele la care este proiectată pot fi mai mici (comparativ cu forţa elastică pe care ar induce-o cutremurul dacă structura ar răspunde elastic).

Proiectarea pe baza valorilor reduse ale forţelor seismice corespunzătoare răspunsului elastic şi considerarea răspunsului structural inelastic sub acţiunea seismică prezintă două avantaje majore:

- se previne cedarea casantă a structurilor. Acest mod de cedare nu permite disiparea energiei seismice prin deformaţii postelastice. Mai mult decât atât, în acest caz ruperea este bruscă şi fără avertizare.
- Se reduc costurile de realizare iniţială a structurii. Forţele seismice de proiectare sunt semnificativ reduse faţă de cele corespunzătoare răspunsului elastic. Acest lucru are ca efect realizarea unor economii importante de materiale precum şi rezolvarea favorabilă a cerinţelor de funcţionalitate (prin reducerea dimensiunilor elementelor structurale).

Proiectarea la forţe reduse presupune însă implicit necesitatea asigurării capacităţii de deformare inelastică a structurii. Acest deziderat este îndeplinit atât prin calcul cât şi prin măsuri de alcătuire şi detaliere efectivă a structurii stabilite pe baza experienţei inginereşti sau a încercărilor experimentale.

Forţele seismice de proiectare pot fi reduse şi dacă se ţine seama de redundanţa structurală ce caracterizează structurile static nedeterminate. Practic, într-o structură static nedeterminată nu se ating simultan valorile eforturilor capabile în toate elementele structurale. Cedarea unui element structural nu presupune colapsul structurii.

Mai mult decât atât, suprarezistenta structurii rezultată în urma procesului de proiectare permite reducerea forţelor seismic. Suprarezistenta este definită ca raportul dintre forţa capabilă a structurii, F_{cap}, şi forţa de proiectare, F_b.

$$c_{sr} = \frac{F_{cap}}{F_b}$$

În marea majoritate a cazurilor, îndeplinirea exigenţelor de proiectare prevăzute de norme duce la obţinerea unor structuri cu capacitatea sensibil mai mare decât forţa de dimensionare. Acest lucru se datorează în mare parte utilizării valorii de calcul a rezistenţelor materialelor în locul valorilor medii şi aplicării condiţiilor constructive de alcătuire şi armare. Pentru clădiri în cadre din beton armat factorul total de suprarezistenţă c_{sr} poate avea valori între 1,8..2,2.

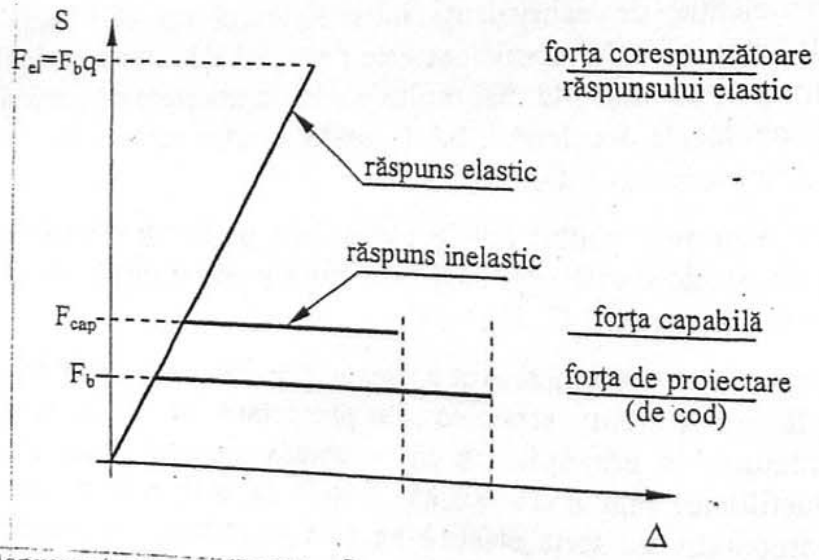


Figura 2.5 Reprezentarea simplificată a forţelor seismice asociate răspunsului inelastic

Din cele prezentate mai sus rezultă că factorul comportare, q, poate avea valori diferite funcţie de tipul structurii. Pentru structurile cu capacitate mare de deformare inelastică, cu grad înalt de redundanţă structurală q are valori

ridicate(4..6,7). Clădirile care pot prezenta ruperi fragile sau cele pentru care nu se admit deformaţii inelastice trebuie proiectate considerând valori scăzute ale factorului de comportare (1,0..2,5).

Pentru clădiri cu structura în cadre din beton armat codul P100-1/2006 propune valori q situate între 5 şi 6,75 pentru clasa de ductilitate H (structuri cu ductilitate înaltă). În cazul clădirilor cu pereţi structurali din beton armat ce fac parte din aceeaşi clasă de ductilitate codul propune valori q situate între 4 şi 5.

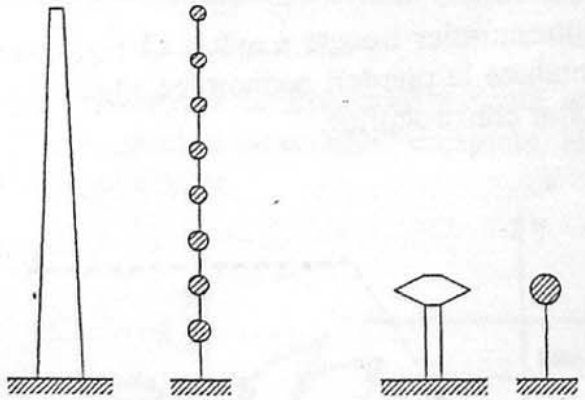
O alta reprezentare a factorului de comportare q este factorul de reducere ψ (notaţie propusă de precedentul normativ de proiectare seismică, P100/92). Acest factor are valori subunitare şi arată de câte ori forţa seismică de proiectare este mai mică decât forţa corespunzătoare răspunsului elastic.

$$q = \frac{1}{\psi}$$

Forţa seismică totală de proiectare se calculează ca produsul dintre coeficientul seismic şi greutatea construcţiei.

Pentru efectuarea calculului static este necesar ca forţa seismică totală să fie distribuită pe înălţimea construcţiei. Distribuţia forţei seismice se face în acord cu distribuţia maselor construcţiei. În cazul clădirilor civile obişnuite distribuţia maselor poate fi simplificată considerând mase concentrate la nivelul fiecărui planşeu (indeformabil în planul său). Prin urmare, pentru o direcţie dată a acţiunii seismice, structura poate fi schematizată ca un sistem cu nGLD unde n este numărul de niveluri.

În cazul construcţiilor industriale sau pentru construcţii civile atipice distribuţia maselor trebuie analizată de la caz la caz şi modul de schematizare trebuie adapat în consecinţă.



(a) coş de fum industrial (b) castel de apă

Figura 2.6 Schematizarea maselor pentru structuri industriale

Pentru clădiri civile obişnuite de înălţime medie sau mică forţa seismică se poate distribui pe înălţimea structurii funcţie de forma modului fundamental de vibraţie. În cazul unei distribuţii uniforme a masei şi a rigidităţii structurale pe înălţime forma modului propriu fundamental poate fi considerată liniară. Determinarea forţei seismice de nivel, F_i, se poate face cu ajutorul relaţiei:

$$F_i = \frac{m_i s_i}{\Sigma m_i s_i} F_b$$

unde

m_i masa corespunzătoare nivelului i

s_i componenta formei fundamentale la nivelul i

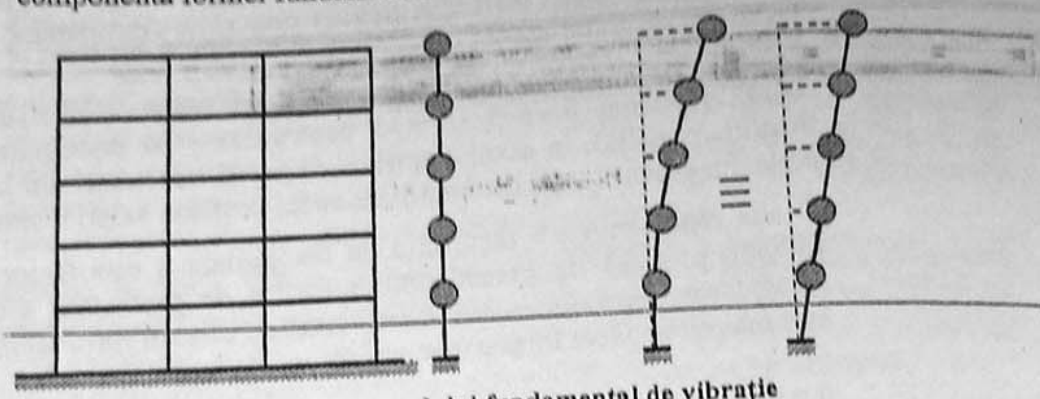


Figura 2.7 Aproximarea modului fundamental de vibraţie

2.2. Exigenţe de proiectare pentru structurile din beton armat

2.2.1 Rigiditatea

Rigiditatea structurii la acţiuni laterale urmăreşte împiedicarea degradării elementelor nestructurale în timpul cutremurelor de intensitate redusă care pot apărea de mai multe ori pe durata de utilizare a unei construcţii.

Prin elemente nestructurale se înţelege totalitatea elementelor cu rol de închidere sau compartimentare, finisaje, instalaţii, echipamente, etc.

Asigurarea unei rigidităţi adecvate pentru structurile de beton armat conduce la reducerea sau eliminarea costurilor de reparaţie post-cutremur precum şi a costurilor datorate întreruperii funcţionării construcţiei pe perioada de reparaţie.

Experienţa unor cutremurelor trecute a arătat că rigiditatea insuficientă a structurilor din beton armat conduce la pierderi economice semnificative şi pune chiar în pericol siguranţa utilizatorilor construcţiilor.

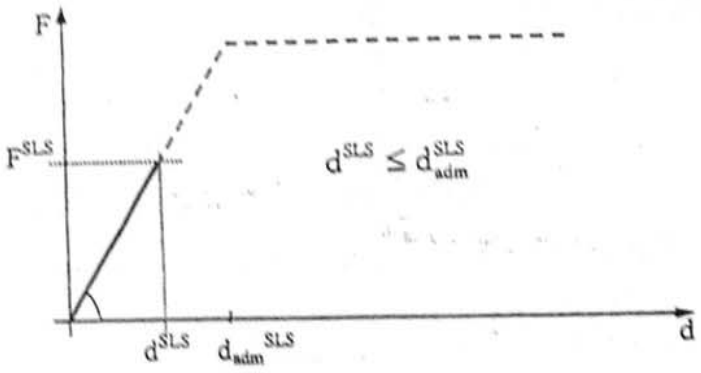


Figura 2.8 Asigurarea condiţiei de rigiditate prin limitarea deplasărilor laterale

Concret, în cazuri practice de proiectare asigurarea rigidităţii la acţiuni laterale se face indirect prin impunerea unor condiţii restrictive asupra deplasărilor laterale datorate acţiunii forţelor seismice asociate stării limită de serviciu. Valorile limită ale deplasărilor depind de natura elementelor nestructurale ce sunt expuse avarierii.

$$d^{SLS} \leq d^{SLS}_{adm}$$

unde

d^{SLS} deplasarea maximă sub acţiunea forţelor seismice asociate SLS

d^{SLS}_{adm} deplasarea maximă admisă necesară îndeplinirii cerinţelor de performanţă asociate SLS

2.2.2 Rezistenţa

Asigurarea rezistenţei clădirii la acţiuni laterale urmăreşte împiedicarea incursiunilor în domeniul plastic sub acţiunea unor cutremure frecvente de intensitate redusă (asociate SLS). În acest caz nu este necesară întreruperea funcţionării construcţiei pentru reparaţii structurale.

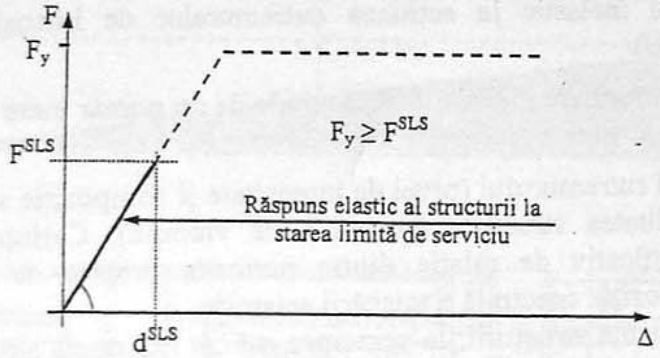


Figura 2.9 Asigurarea răspunsului elastic al structurii la SLS

Figura 2.10

De asemenea, în cazul unor cutremure de intensitate ridicată, structura trebuie să aibă o capacitate de rezistenţă care, asociată cu un nivel acceptabil al deformaţiilor plastice, să nu pună în pericol utilizatorii clădirii.

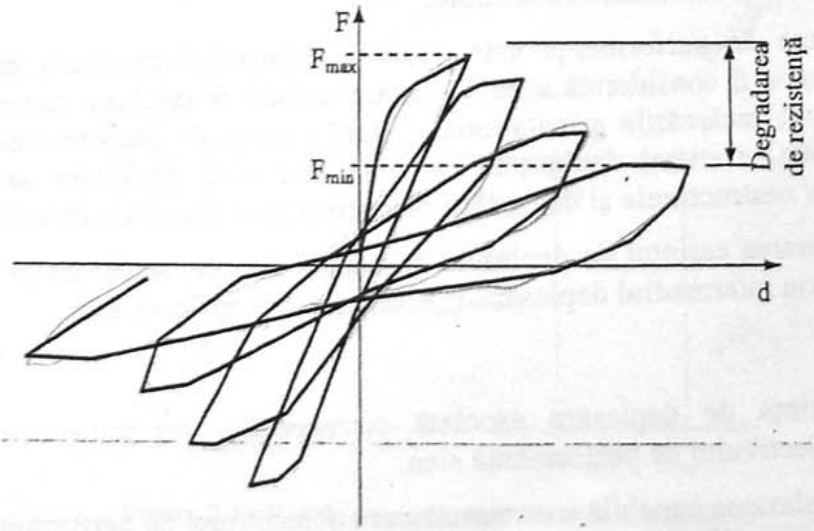


Figura 2.11 Degradarea de rezistenţă datorată incursiunilor repetate în domeniul inelastic

La stabilirea nivelului de rezistenţă necesar trebuie să se ţină seama de:

- nivelul acceptabil al deformaţiilor plastice
- scăderea de rezistenţă datorată incursiunilor repetate şi severe în domeniul plastic al elementelor structurale (degradarea de rezistenţă)

O structură din beton armat proiectată corect trebuie să prezinte un răspuns stabil la acţiuni laterale ciclice. Asta presupune ca atât rezistenţa cât şi rigiditate să rămână relativ constante cel puţin în intervalul de deformare plastică luat în calcul la proiectare.

2.2.3 Ductilitatea

Ductilitatea descrie proprietatea structurilor de a se deforma în domeniul plastic fără o degradare semnificativă a rezistenţei şi rigidităţii structurale.

Aşa cum s-a menţionat anterior, structurile sunt dimensionate astfel încât să răspundă în domeniul inelastic la acţiunea cutremurelor de intensitate mare (cutremurele asociate SLU).

Cerinţa de deformare inelastică, d, depinde de un număr mare de factori dintre care cei mai importanţi sunt:

- Tipul cutremurului (nivel de intensitate şi compoziţie spectrală).
- Rigiditatea structurii (perioada de vibraţie). Cerinţa de deplasare depinde semnificativ de relaţia dintre perioada proprie de vibraţie a structurii şi compoziţia spectrală a mişcării seismice.
- Rezistenţa structurii. În principiu, cu cât rezistenţa structurii este mai înaltă cu atât cerinţa de deformaţie inelastică este mai redusă.
- Stabilitatea comportării histeretice. Dacă răspunsul histeretic al structurii nu este stabil atunci rezistenţa şi rigiditatea scad de la un ciclu la altul de deformaţie inelastică severă. Prin urmare cerinţa de deplasare se modifică.

Deplasarea capabilă, d_{cap}, este o caracteristică intrinsecă a structurii. În principiu, ea depinde de modul de alcătuire şi detaliere structurală. Există diferite moduri de a defini convenţional deplasarea capabilă a structurii. Evident, d_{cap} trebuie să ţină cont de cerinţele de performanţă structurale.

Dacă cerinţa de performanţă este evitarea colapsului structurii atunci deplasarea capabilă poate fi considerată acea deplasare la care se produce ruperea unui element vital ce preia încărcările gravitaţionale. Dacă cerinţa de performanţă este protejarea vieţii oamenilor atunci deplasarea capabilă este acea deplasare asociată prăbuşirii elementelor nestructurale şi degradării inacceptabile a elementelor structurale.

Prin compararea cerinţei de deplasare cu capacitatea de deplasare se face verificarea structurii prin intermediul deplasărilor. Condiţia de verificare este:

$$d \le d_{cap}$$

d cerinţa de deplasare asociată cutremurului de proiectare corespunzător obiectivului de performanţă ales

d_{cap} deplasarea capabilă corespunzătoare obiectivului de performanţă

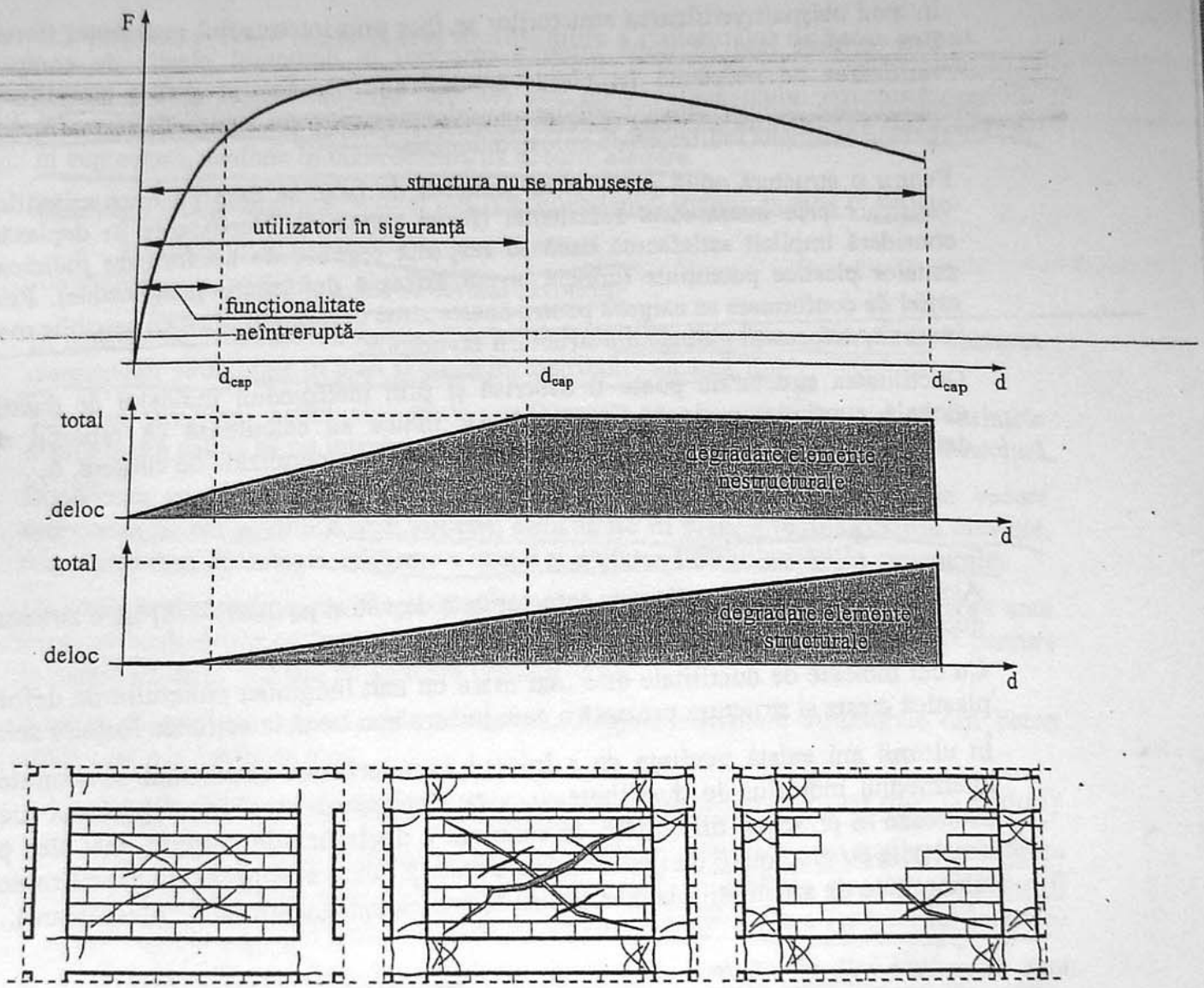


Figura 2.12 Considerarea deplasării capabile funcție de cerința de performanță (reprezentare convențională)

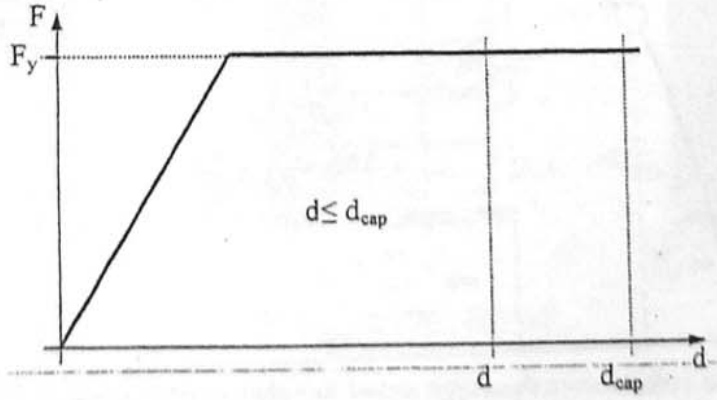


Figura 2.13 Verificarea prin intermediul deplasărilor

În mod obișnuit verificarea structurilor se face prin intermediul rezistenței (forțelor). Este evident însă că după intrarea structurii în domeniul plastic de comportare verificarea de rezistență își pierde semnificația. Pentru un model simplificat de comportare, biliniar fără consolidare sau degradare de rezistență, se observă că forța rămâne constantă indiferent de valoarea deplasării.

Pentru o structură nouă proiectarea seismică de bază se face pe baza criteriilor de verificare prin intermediul rezistenței (forței capabile). Verificarea în deplasări se consideră implicit satisfăcută dacă se respectă regulile de conformare judicioasă a zonelor plastice potențiale (zonele un se așteaptă deformații postelastice). Printr-o astfel de conformare se asigură pentru aceste zone deformații plastice capabile mari și, implicit, deformații globale ale structurii favorabile.

Ductilitatea structurală poate fi descrisă și prin intermediul indicelui de ductilitate globală exprimat în deplasări, μ_d. Acest indice se calculează ca raportul dintre deformația generalizată capabilă, d_{cap}, și deformația generalizată de curgere, d_y.

$$\mu_d = \frac{d_{cap}}{d_y}$$

Astfel o structură cu ductilă este caracterizată de valori μ_d mari (4..8) iar o structură cu ductilitate proastă prezintă valori μ_d reduse (1..2).

Cu cât indicele de ductilitate este mai mare cu atât lungimea palierului de deformare plastică crește și structura prezintă o comportare mai bună la acțiunea forțelor seismice.

În ultimii ani există tendința de a înlocui caracterizarea ductilității structurale prin intermediul indicelui de ductilitate, μ_d, cu deplasarea capabilă, d_{cap}. Acest lucru se datorează în principal dificultății de estimare a deplasării de curgere, mai ales pentru structurile cu grad mare de nedeterminare statică (unde este necesară mobilizarea unui număr mare de articulații plastice pentru formarea mecanismului de plastificare).

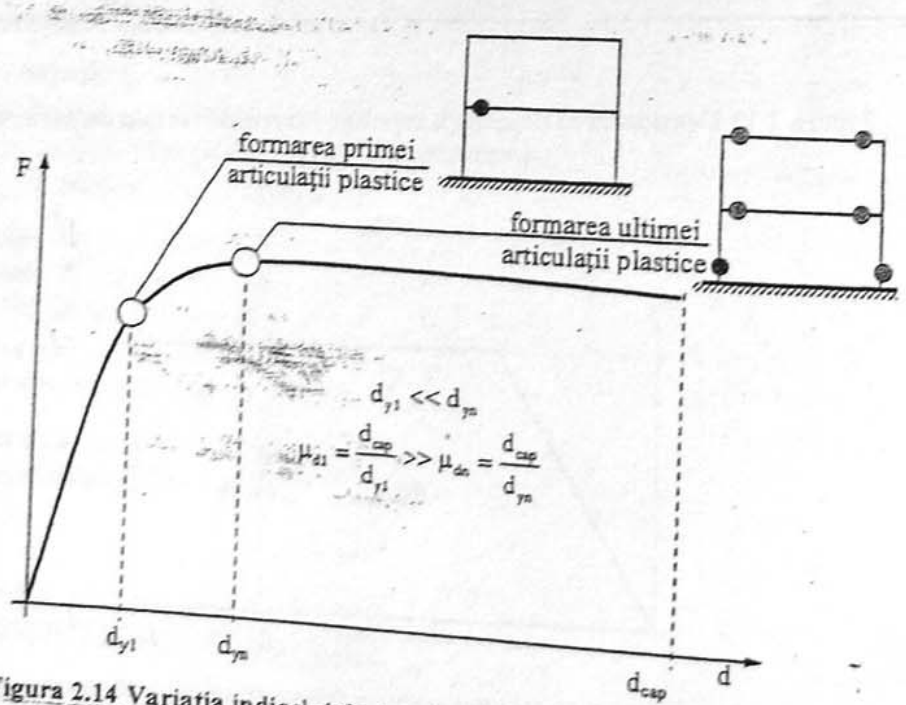


Figura 2.14 Variația indicelui de ductilitate funcție de deplasare de curgere

2.3. Aspecte privind conformarea de ansamblu a structurilor de beton armat

Primul pas in proiectarea unei structuri este alegerea sistemului structural potrivit. Succesul procesului de proiectare, asigurarea unei comportări favorabile a construcţiei în exploatare, depinde in bună măsură de această alegere.

La selectarea sistemului structural potrivit proiectantul trebuie sa aibă în vedere:

- cerinţele de funcţionalitate, de arhitectură
- asigurarea unui răspuns structural favorabil

In aceasta fază trebuie lămurite aspecte precum tipul de sistem structural, aşezarea elementelor structurale în plan şi elevaţie, distribuţia încărcărilor.

Sistemul structural astfel ales încât „calibrarea" sa ulterioară funcţie de cerinţele rezultate din calcul să nu interfereze radical cu necesităţile funcţionale şi de arhitectură.

După cum se va vedea în cele ce urmează proiectantul trebuie sa aibă în vedere asigurarea pe cât posibil a unei simetrii structurale in plan, a regularităţii in elevaţie, asigurarea unei distribuţii uniforme a masei şi evitarea neregularităţilor structurale.

Un criteriu de bază pentru alegerea sistemului structural potrivit este asigurarea unui traseu al încărcărilor cât mai scurt. Prin traseul încărcării se înţelege „drumul" parcurs de încărcare de la punctul de aplicare până la teren.

În ceea ce priveşte construcţiile civile multietajate sistemele structurale din beton armat cele mai întâlnite sunt:

- structurile în cadre (Structuri alcătuite din stâlpi şi grinzi legate rigid la noduri)
- structurile cu pereţi (Structuri la care încărcările laterale sunt transmise la teren prin intermediul unor pereţi cu rol structural, Încărcările gravitaţionale pot fi purtate şi de elemente secundare ce nu au rol de preluare a încărcărilor laterale)
- structuri duale (Structuri la care încărcările laterale şi gravitaţionale sunt transmise la teren în proporţii apropiate de pereţi cu rol structural şi de cadre)

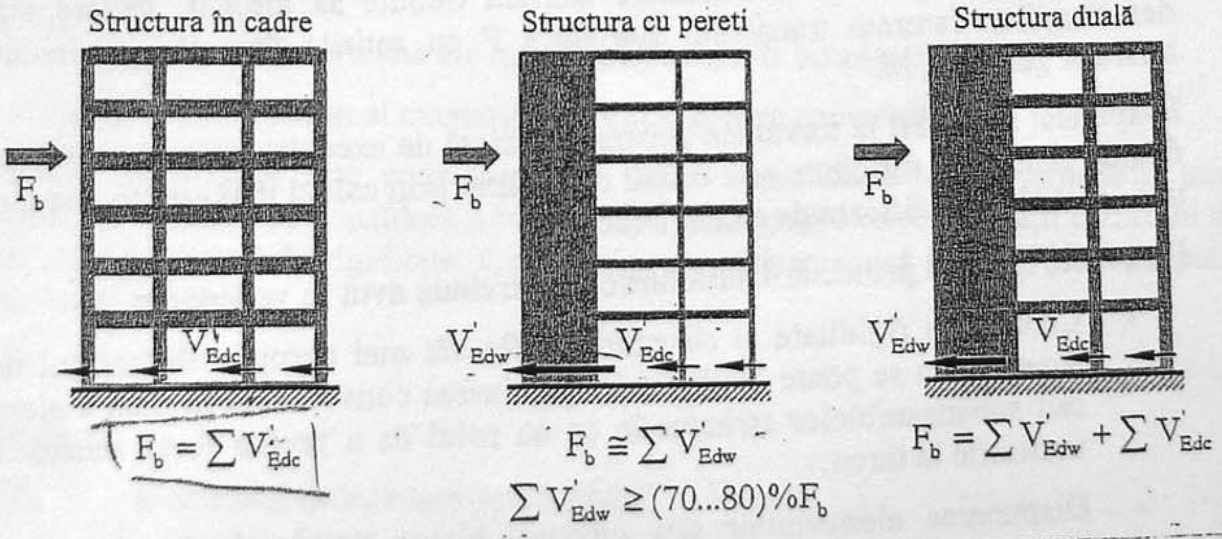


Figura 2.15 Sisteme structurale din beton armat pentru clădiri multietajate

2.3.2 Analiza răspunsului seismic în plan orizontal

2.3.2.1 Efectul de torsiune generală

Forţa seismică este o forţă de inerţie care acţionează asupra masei distribuite a construcţiei. Pentru calculul structural această masă distribuită se schematizează prin mase concentrate. Schematizarea maselor trebuie făcută astfel încât caracteristicile dinamice ale sistemului simplificat sa nu difere mult de cele ale construcţiei reale. Pentru clădirile obişnuite având planşee rigide în planul lor la fiecare nivel masele construcţiei se pot considera concentrate în centrul de masă, CM, de la nivelul fiecărui planşeu. Ca urmare a schematizării maselor şi forţa seismică este reprezentată prin intermediul unor forţe rezultante aplicate în punctele de aşezare a maselor concentrate.

Centrul de rigiditate, CR, al unui nivel „i" se consideră a fi acel punct în care dacă se aplică forţa tăietoare de nivel F_i se obţine numai o translaţie a nivelului respectiv în direcţia forţei. Dacă forţa tăietoare de nivel este aplicată în alt punct decât CR atunci deplasarea nivelului considerat va avea două componente: translaţie în direcţia forţei F_i şi rotire în jurul CR.

În mod obişnuit centrul de masă al unui nivel nu coincide cu centrul de rigiditate al structurii la acel nivel şi prin urmare aplicarea forţei tăietoare de nivel în CM produce o rotire a nivelului în jurul CM. Acest fenomen poartă numele de torsiune generală a structurii.

Practic situaţia de încărcare cu o forţă F_i aplicată în centrul de masă, CM, poate fi echivalată cu aplicarea forţei F_i şi a unui moment M_i în centrul de rigiditate:

$$M_i = eF_i$$

unde

e excentricitatea „reală" a centrului de masă faţă de centrul de rigiditate
M_i momentul de torsiune generală a structurii la nivelul „i"

Acest fenomen are ca efect sporirea deformaţiilor în elementele de construcţie cu atât mai mult cu cât acestea sunt mai depărtate de centrul de rigiditate. Verificarea condiţiilor de rigiditate la deplasare laterală trebuie să aibă în vedere cumularea deformaţiilor datorate translaţiei sub forţa F cu rotirile datorate momentului de torsiune generală, M.

Răspunsul structurii la torsiunea generală cauzată de excentricitatea centrului de masă faţă de centrul de rigiditate este dificil de estimat prin calcul mai ales în cazul utilizării unor metode simplificate de calcul structural.

De aceea, în cazul proiectării structurilor noi trebuie avut în vedere ca:

- Centrul de rigiditate al structurii să fie cât mai apropiat de centrul de masă. Acest lucru se poate realiza prin dispunerea convenabilă în plan a elementelor sau subansamblelor structurale ce au rolul de a prelua forţa seismică şi a o transmite la teren.
- Dispunerea elementelor sau subansamblelor structurale în plan să aibă în vedere preluarea momentelor de torsiune prin încovoierea acestora. Capacitatea de rezistenţă şi rigiditatea la torsiune a elementelor de beton armat este redusă şi dificil de estimat prin calcul.

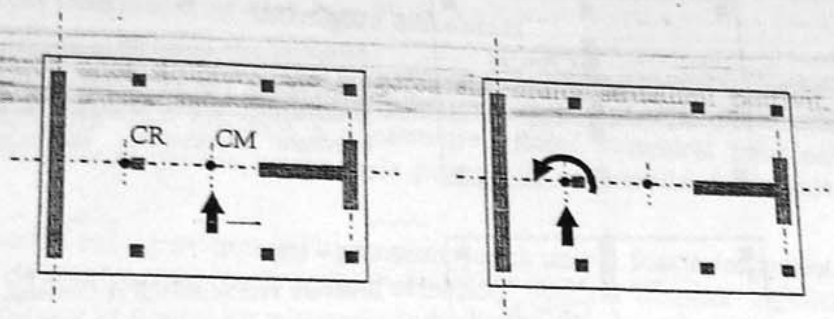


Figura 2.16 Echivalarea situaţiei de încărcare CM-CR

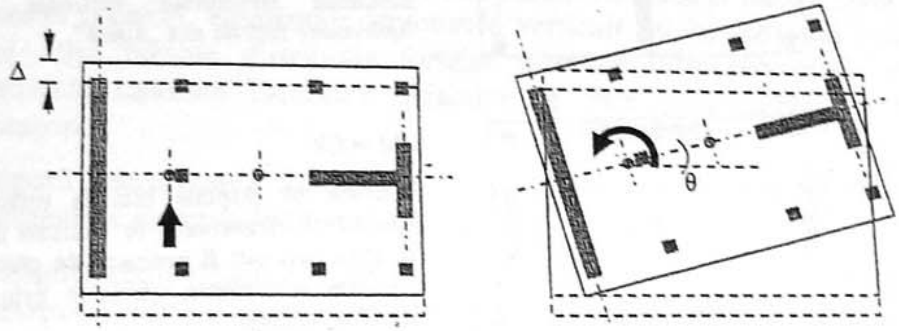


Figura 2.17 Apariţia fenomenului de torsiune generală datorat excentricităţii CM-CR

2.3.2.2 Efectul de torsiune accidentală

Fenomenul de torsiune de ansamblu a structurii poate apărea chiar şi în cazul structurilor perfect simetrice la care centrul de rigiditate, CR, se suprapune peste centrul de masă, CM. Acest lucru se datorează:

- variaţiei caracteristicilor mecanice ale materialelor de construcţie ce pot influenţa rigiditatea elementelor structurale
- anomalii temporare ale distribuţiei masei construcţiei ce nu pot fi avute în vedere la proiectare
- componente de torsiune ale mişcării terenului în amplasament
- caracterul asincron al excitaţiei seismice la baza construcţiei

Torsiune accidentală este considerată în calcul simplificat prin intermediul unui moment de torsiune ce consideră a valoare convenţională a excentricităţii centrului de masă faţă de centrul de rigiditate. Codul de proiectare seismică P100-1/2006 propune următoarea relaţie:

$$M_{ti} = e_{1i} F_i$$

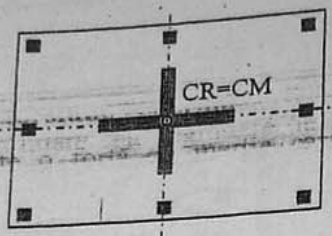
unde

M_{ti} momentul de torsiune accidentală

e_{1i} excentricitatea accidentală

$e_{1i} = \pm 0{,}05 L_i$

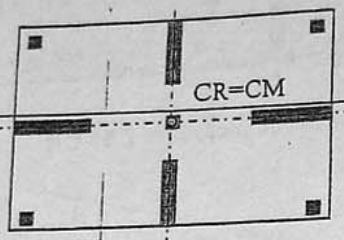
L_i dimensiunea planşeului perpendiculară pe direcţia acţiunii seismice



CM = CR

Structura este sensibilă la torsiune

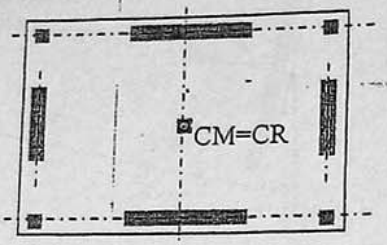
Momentele de torsiune de ansamblu ale structurii nu pot fi preluate de către cele două elemente structurale verticale decât prin torsiune.



CM = CR

Sructura este sensibilă la torsiune.

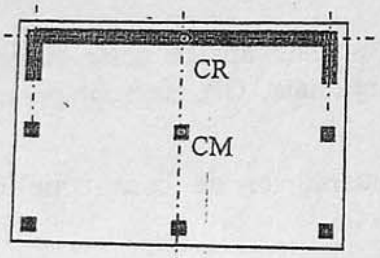
Momentele de torsiune de ansamblu ale structurii nu pot fi preluate de către cele două elemente structurale verticale decât prin încovoiere față de axa „slabă".



CM = CR

Sructura cu răspuns bun la torsiune datorat faptului că momentele de torsiune de ansamblu ale structurii pot fi preluate de către cele două elemente structurale verticale prin încovoiere față de axa „tare".

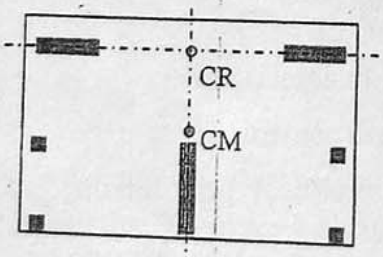
Figura 2.18 Exemple privind răspunsul în plan al structurilor cu CM=CR



CM≠CR

Structura deosebit de sensibilă la torsiune.

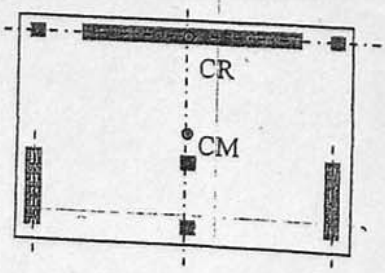
Momentele de torsiune de ansamblu ale structurii sunt mari datorită excentricității CR-CM. Aceste momente nu pot fi preluate decât prin torsiunea elementului structural vertical.



CM≠CR

Structura deosebit de sensibilă la torsiune.

Momentele de torsiune de ansamblu ale structurii sunt mari datorită excentricității CR-CM. Aceste momente nu pot fi preluate decât încovoierea față de axa „slabă" a elementelor structurale verticale.



CM≠CR

Structura cu răspuns acceptabil la torsiune.

Momentele de torsiune de ansamblu ale structurii sunt mari datorită excentricității CR-CM. Aceste momente pot fi preluate prin încovoierea față de axa tare a elementelor structurale verticale.

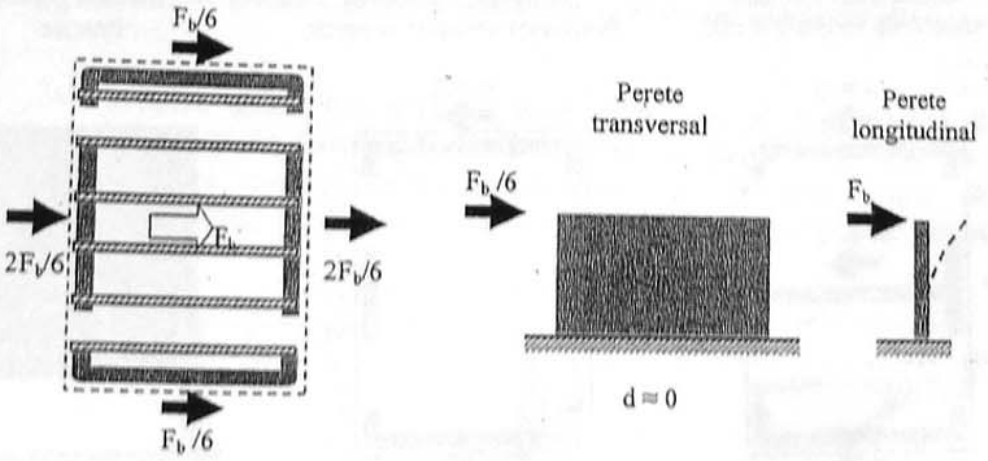
Figura 2.19 Exemple privind răspunsul în plan al structurilor cu CM≠CR

2.3.2.3 Rolul planşeului ca diafragmă orizontală

În cazul construcţiilor obişnuite cu structura din beton armat la fiecare nivel sunt dispuse planşee. Din punct de vedere funcţional aceste planşee servesc la realizarea „compartimentării" pe verticală a construcţiei. Rolul structural principal este de a transmite încărcările gravitaţionale de la punctul de aplicare la elementele structurale verticale.

În afara acestui rol „gravitaţional" planşeele joacă un rol foarte important în sistemul structural de preluare a încărcărilor seismice. Astfel, datorită rigidităţii mari la încărcări aplicate în planul lor planşeele îndeplinesc alte două funcţii:

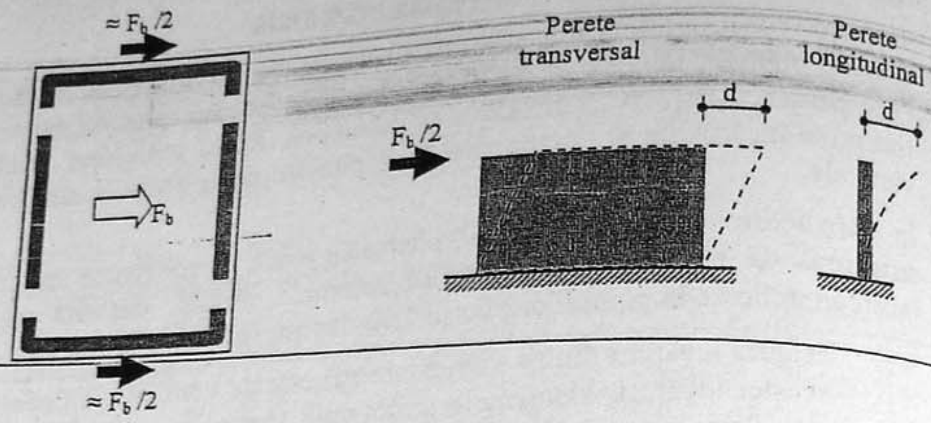
- asigură legătura dintre elementele structurale verticale la fiecare nivel. Datorită acestei legături, elementele structurale verticale nu au deplasări relative între ele. Prin urmare distribuţia forţelor tăietoare între elementele structurale verticale datorate încărcării seismice se face proporţional cu rigiditatea acestora
- asigură transmiterea forţelor de inerţie masică de la punctul de aplicare la elementele structurale de rezistenţă la acţiuni laterale.
- - asigura redistribuirea forţelor seismice între elementele structurale în cazul variaţiei rigidităţii acestora pe înălţimea construcţiei



Planseu deformabil în planul său, cu descărcare unidirecţională
(rezemat pe grinzi orientate într-o singură direcţie)

Fiecare perete se încarcă cu forţe laterale proporţional cu încărcarea gravitaţională asociată. Pereţii de pe direcţie longitudinală, solicitaţi la încovoiere faţă de axa slabă, nu au capacitatea de a prelua încărcarea seismică mare ce le revine.

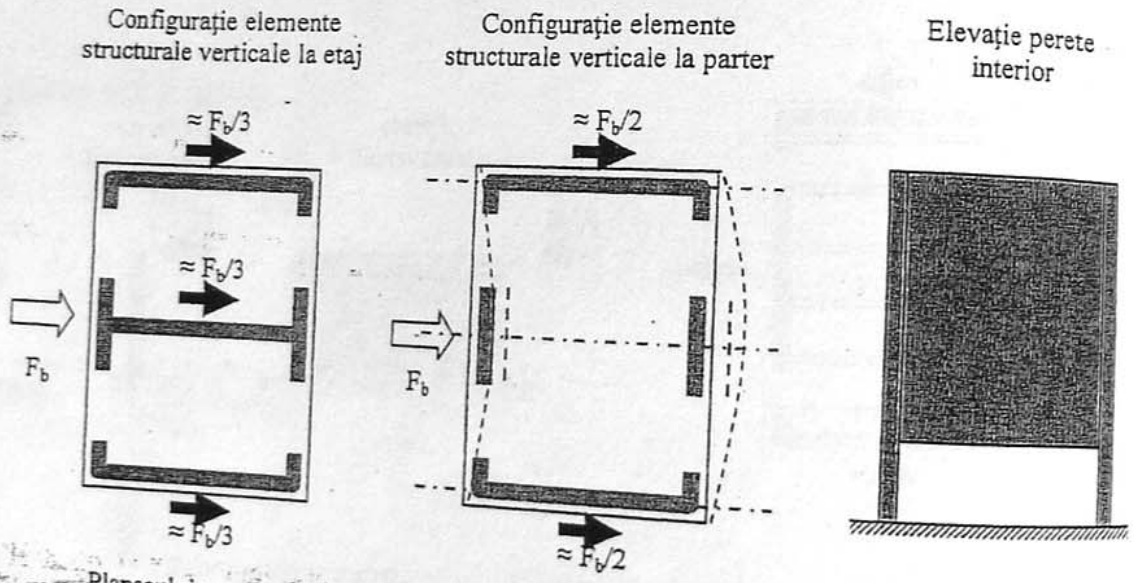
Figura 2.20 Mod defavorabil de comportare datorat inexistenţei planşeului rigid în planul său



Planseu indeformabil în planul său.

Fiecare perete se încarcă cu forțe laterale proporțional cu rigiditatea sa (deoarece deplasările la vârf sunt egale pentru toți pereții). Practic, intreaga forță seismică e preluată de pereții trasnversali. Datorită rigidității reduse pe direcția de acțiune a forței Ș pereții de pe direcție longitudinală nu sunt solicitați la forțe laterale.

Figura 2.21 Mod favorabil de comportare datorat rigidității planșeului la acțiuni în planul său



Planșeul de peste parter, indeformabil în planul său, asigura redistribuirea forței tăietoare purtată de peretele central care este suprimat la parter către pereții marginali.

Figura 2.22 Mod favorabil de comportare datorat rigidității planșeului la acțiuni în planul său

Pentru ca planșeele să poată îndeplini aceste roluri trebuie asigurată rigiditatea și rezistența acestora la acțiuni în planul lor. În acest scop se pot lua unele măsuri privind:

- evitarea formele „jucate" în plan ale construcțiilor. Pentru aceasta, construcțiile de formă complicată se pot separa prin rosturi seismice în tronsoane de forme poligonale regulate.

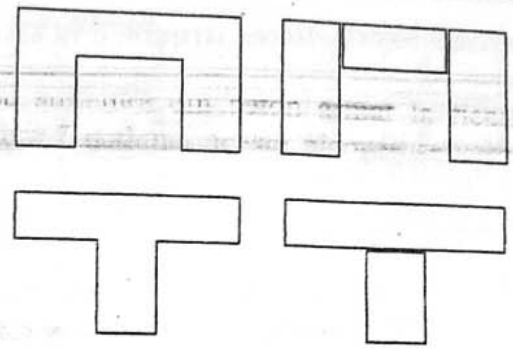


Figura 2.23 Separarea construcţiilor de formă neregulată în plan prin rosturi seismice

- asigurarea pe cât posibil a simetriei în plan a construcţiei. Acest lucru duce şi la reducerea efectelor de torsiune generală a structurii.
- asigurarea unei distribuţii în plan cât mai uniforme a rigidităţii elementelor structurale verticale cu rol în preluarea sarcinilor seismice

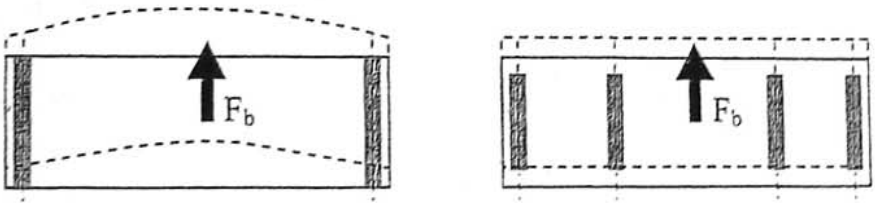


Figura 2.24 Efectul distribuirii uniforme a rigidităţii elementelor structurale verticale

- evitarea amplasării golurilor mari în planşee în zone ce pot slăbi în mod hotărâtor rigiditatea şi rezistenţa acestuia. În general astfel de goluri sunt necesare pentru realizarea circulaţiei pe verticală (trafic de persoane, automobile, mărfuri, etc.) sau pentru montarea instalaţiilor şi echipamentelor.

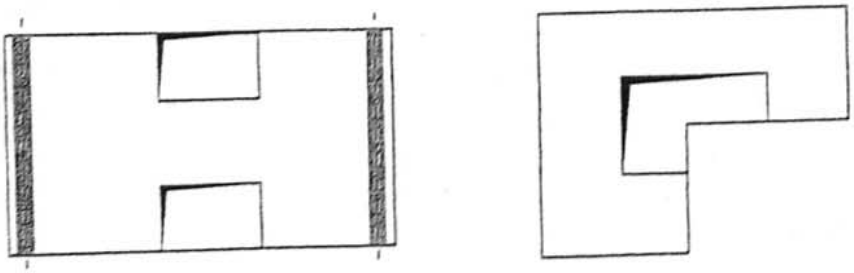


Figura 2.25 Exemple privind amplasarea nefavorabilă a unor goluri în planşee

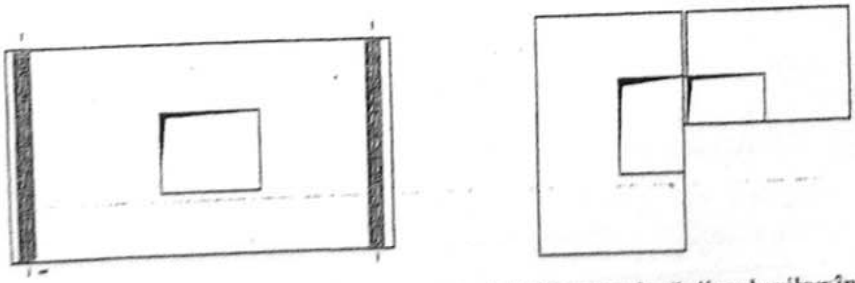


Figura 2.26 Exemple privind rezolvarea acceptabilă a amplasării golurilor în planşee

2.3.3 Criterii privind regularitatea structurii în elevaţie

Alcătuirea structurilor în elevaţie trebuie să aibă în vedere evitarea introducerii unor neregularităţi a căror influenţă este greu de evaluat prin calcul (mai ales daca se utilizează metode simplificate de calcul).

Tipuri de neregularităţi ce trebuie evitate:

- retrageri nesimetrice: comportarea unor astfel de structuri este dificil de evaluat prin calcul, mai ales dacă se utilizează metode simplificate (uzuale în proiectare). Separarea în două corpuri printr-un rost seismic poate să îmbunătăţească semnificativ răspunsul seismic al construcţiei. În acest caz, comportarea structurii poate fi evaluată cu suficientă acurateţe prin calcul.

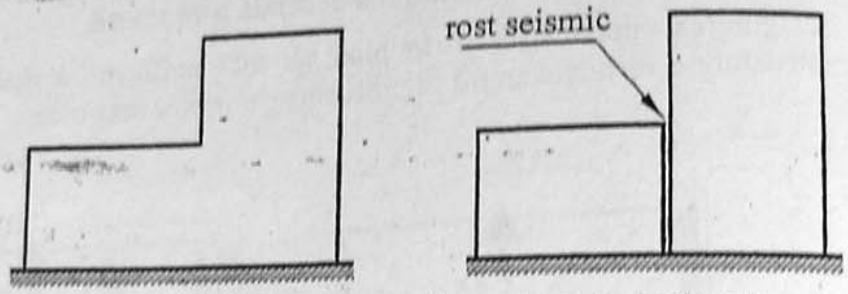


Figura 2.27 Evitarea retragerilor nesimetrice in elevaţie

- dispunerea la un anumit nivel de planşee decalate pe verticală. O astfel de discontinuitate are efect defavorabil asupra comportării planşeului ca diafragmă orizontală rigidă în planul său. La intersecţia zonelor cu planşee decalate se formează stâlpi scurţi ce prezintă moduri de cedare neductilă datorită solicitării puternice la forţă tăietoare.

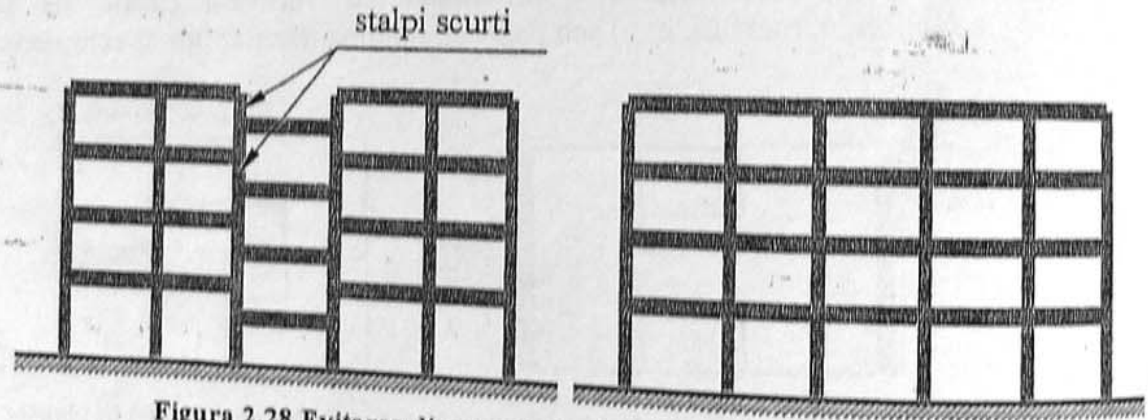


Figura 2.28 Evitarea dispunerii de planşee decalate pe verticala

- rezemări indirecte. La realizarea structurii trebuie avut în vedere să se realizeze un traseu cât mai scurt al încărcărilor gravitaţionale de la punctul de aplicare la teren. Pe de altă parte, comportarea elementelor structurale în zonele de discontinuitate este dificil de controlat prin calcul.

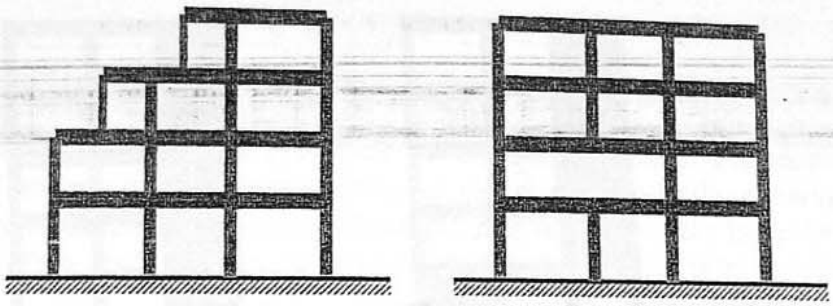


Figura 2.29 Rezemări indirecte ale stâlpilor pe grinzi

- variaţii bruşte de rigiditate sau rezistenţă a structurii in elevaţie. Răspunsul dinamic al structurilor cu variaţii bruşte de rigiditate şi rezistenţă pe înălţime este dificil de evaluat prin calcul. Apar moduri particulare de cedare care, în mod obişnuit, nu sunt avute în vedere la proiectare. Astfel de variaţii pot sa conducă la acumularea deformaţiilor inelastice în zonele „slabe" şi la mobilizarea unor mecanisme de cedare defavorabile.

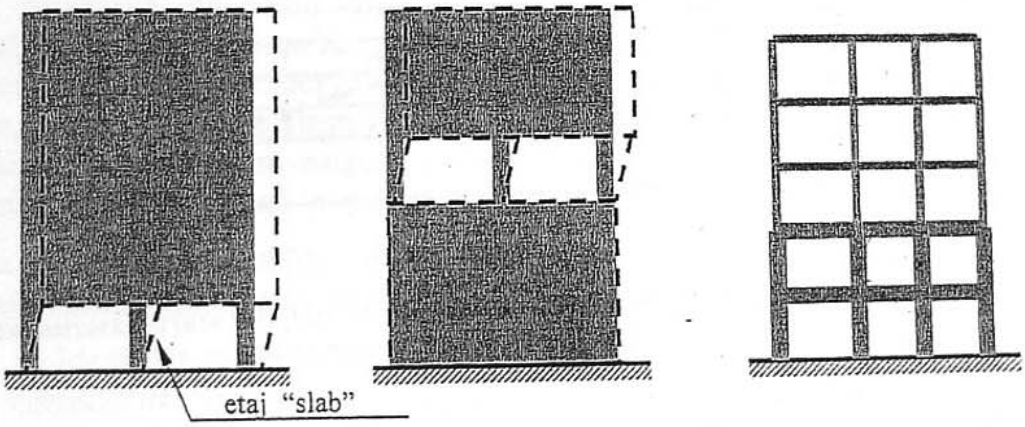


Figura 2.30 Variaţii bruşte de rigiditate a structurii in elevaţie

- realizarea unor discontinuităţi pronunţate în traseul încărcărilor seismice. Un astfel de exemplu în constituie structurile la care poziţia elementelor structurale care poartă încărcarea seismică se schimbă de la un nivel la altul. În acest caz forţa tăietoare din peretele de la etaj trebuie transferată către peretele de la parter prin intermediul planşeului. Această forţă este foarte mare şi cantitatea semnificativă de armătură necesară „suspendării" încărcării în planul planşeului este dificil de aşezat în planşeu. Mai mult decât atât, necesitatea dispunerii de armătură suplimentară este de multe ori neglijată la proiectare deoarece se consideră că armătura curentă din planşeu este suficientă.
- evitarea interacţiunilor necontrolate cu elementele nestructurale. Astfel de interacţiuni pot să conducă la apariţia unor moduri de cedare defavorabile, ce nu sunt luate în calcul la proiectare. O astfel de situaţie se întâlneşte în cazul închiderilor marginale de tip parapet. Panoul de zidărie, cu rigiditate mare la solicitări în planul său, schimbă schema statică a stâlpilor adiacenţi prin blocarea deformaţiilor în plan orizontal pe înălţimea parapetului. Poate să apară ruperea neductilă din forţă tăietoare specifică stâlpilor scurţi.

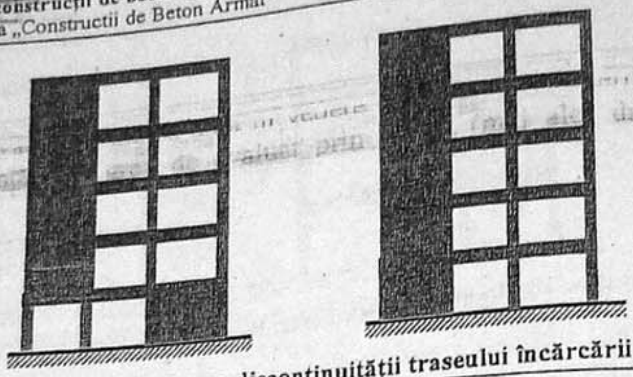


Figura 2.31 Evitarea discontinuității traseului încărcării

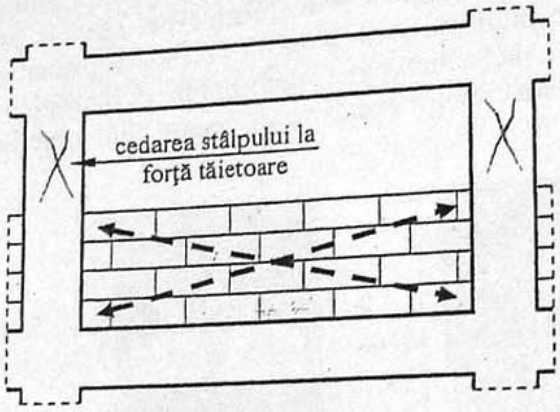


Figura 2.32 Apariția mecanismului de cedare specific stâlpilor scurți datorită interacțiunii zidăriei cu stâlpii de beton armat

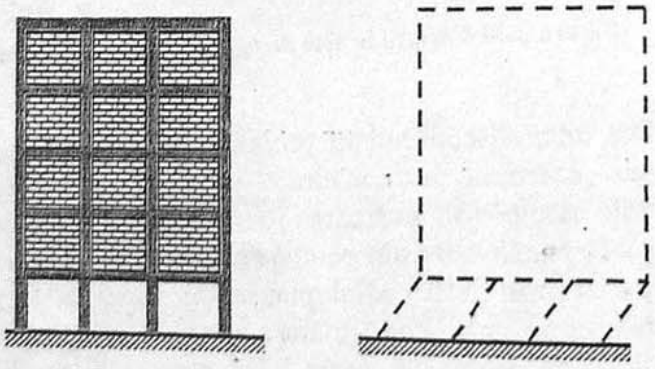


Figura 2.33 Prin interacțiunea cu pereții nestructurali de zidărie structura în cadre din beton armat se poate transforma într-o structură cu parter flexibil

2.4. Metoda proiectării capacităţii de rezistenţă

Forţele seismice de proiectare prevăzute de coduri au caracter convenţional. Ele ţin cont atât de seismicitatea amplasamentului cat si de condiţiile generale sociale si economice. Metodele de calcul simplificat utilizate în mod curent în proiectare nu sunt în măsură să ofere decât o estimare aproximativă a răspunsului unei structuri.

Metoda proiectării capacităţii de rezistenţă urmăreşte ca, încă din faza de proiectare, zonele cu deformaţii inelastice ale unei structuri să fie dirijate în mod convenabil. O astfel de dirijare controlată permite conformarea şi detalierea corectă a zonelor de deformare plastică (ZPP - zone plastice potenţiale).

În cazul elementelor de beton armat deformarea plastică semnificativă se poate obţine prin curgerea din încovoiere a armăturii longitudinale întinse. În zonele plastice, după intrarea în curgere a armăturii întinse, momentul capabil este aprox. constant formându-se practic o articulaţie numită articulaţie plastică.

Pentru structurile din beton armat, metoda proiectării capacităţii de rezistenţă se bazează pe identificarea unui mecanism de plastificare convenabil pentru structura considerată ce se poate dezvolta prin formarea unui anumit număr de articulaţii plastice. Astfel, în zonele plastice potenţiale se pot lua măsuri speciale de conformare şi detaliere în măsură să asigure o ductilitate adecvată. Toate celelalte zone sau elemente trebuie să rămână în stadiul elastic de comportare.

Metoda proiectării capacităţii de rezistenţă pentru structuri din beton armat se poate aplica urmărind paşii de mai jos:

- Se identifică mecanismului de plastificare cel mai convenabil pentru structura considerată. Trebuie urmărita formarea de articulaţii plastice in elementele ce pot avea deformaţii plastice mari (in general, pentru a se putea deforma plastic semnificativ elementele trebuie sa aibă eforturi axiale reduse). Este de dorit mobilizarea unui număr cat mai mare de articulaţii plastice înainte de formarea mecanismului de plastificare.

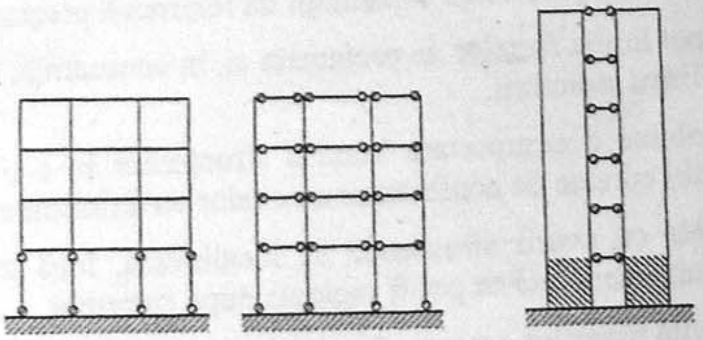


Figura 2.34 Mecanisme de plastificare

- Se stabilesc zonele de deformare plastică din structură conform cu mecanismul de plastificare ales. Se proiectează aceste zone la încovoiere pe baza eforturilor secţionale rezultate din calculul convenţional elastic (forţele seismice de proiectare).
- Elementele structurale ce conţin zone plastice potenţiale trebuie proiectate astfel încât sa se deformeze plastic numai din încovoiere. Eforturile de dimensionare la forţă tăietoare trebuie să corespundă situaţiei în care în

articulațiile plastice s-au dezvoltat momentele încovoietoare de plastificare. Aceste momente trebuie calculate ținând cont de suprarezistența armăturii.

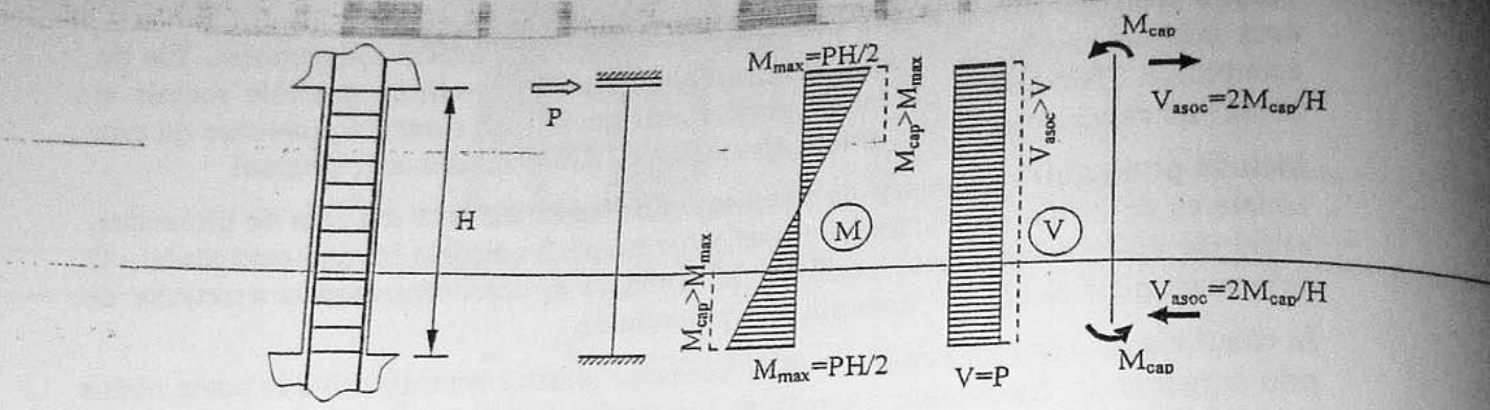


Figura 2.35 Stabilirea forțelor tăietoare asociate plastificării unui stâlp din beton armat

- Zonele plastice potențiale trebuie să fie detaliate astfel încât să prezinte o ductilitate adecvată. În acest sens, trebuie avut în vedere în mod special modul de dispunere a armăturii transversale în aceste zone. De asemenea, forma secțiunii transversale a elementului este deosebit de importantă. Detalierea acestor zone trebuie sa urmărească obținerea unei comportări stabile la ciclurile alternate de încărcare-descărcare. Trebuie evitate, pe cat posibil, degradările de rezistenta si de rigiditate.

- Elementele structurale în care nu se dorește apariția zonelor plastice potențiale trebuie dimensionate pe baza unor eforturi secționale asociate formării mecanismului de plastificare, ce țin cont de suprarezistența zonelor plastice. Aceste elemente trebuie să rămână în stadiul elastic indiferent de cât de ridicată este intensitatea mișcării seismice. Prin urmare, pentru aceste elemente nu este necesar sa se ia masuri speciale pentru asigurarea ductilității secționale.

Aplicarea metodei proiectării capacității de rezistență prezintă avantaje, după cum sunt:

- Se pot limita forțelor de proiectare și, în consecință, se reduc costurile asociate realizării structurii.
- Se obține o comportare bună a structurilor la acțiuni seismice dacă se iau măsuri corecte de conformare a zonelor cu deformare plastică.
- Zonele cu avarii structurale se localizează, încă din faza de proiectare, în anumite elemente ce pot fi reparate după cutremur.
- Se evită ruperilor casante, fără avertizare.
- Se asigură un răspuns favorabil al structurii și la mișcări seismice cu intensități mai mari decât cea asociată cutremurului de proiectare.

Principalul dezavantaj al aplicării metodei în cazul structurilor din beton armat îl constituie apariția degradărilor într-un număr relativ mare de elemente structurale. Aceste elemente pot necesita lucrări de reparație după un cutremur de intensitate apropiată cu cea a cutremurului de proiectare. De fapt, un răspunsul bun al structurii astfel proiectată este condiționat de apariția unor deformațiilor plastice (ireversibile) semnificative în structură.

2.5. Etapele proiectării seismice a unei structuri

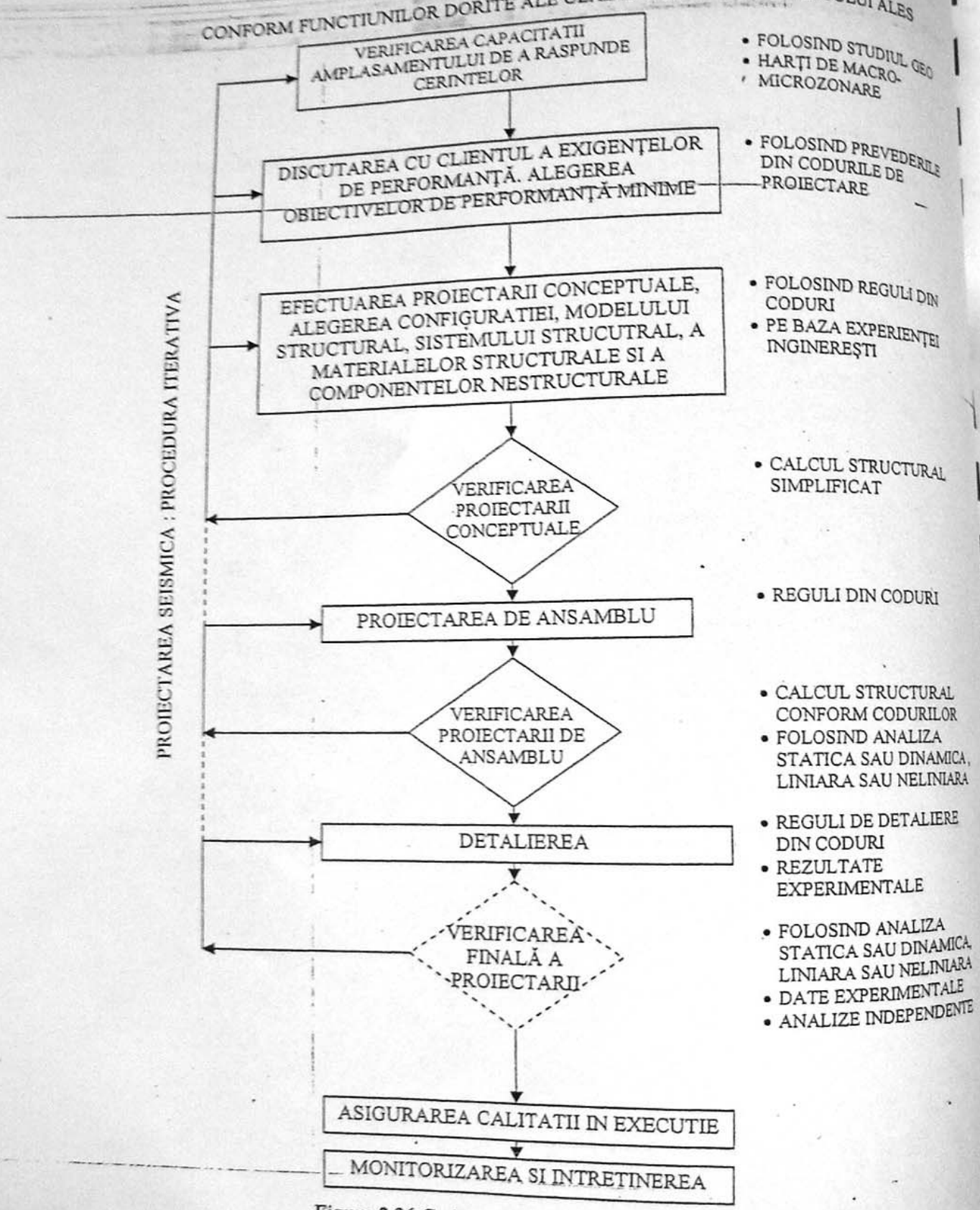


Figura 2.36 Cadrul general privind realizarea unei structuri

3. Construcţii cu structura în cadre din beton armat monolit

3.1. Definiţie, alcătuire de ansamblu

Structurile în cadre din beton armat sunt acele structuri la care încărcările gravitaţionale şi orizontale sunt preluate şi transmise către infrastructura în totalitate printr-un sistem spaţial de grinzi şi stâlpi conectate rigid la noduri.

Infrastructura poate fi rezolvată în diferite moduri funcţie de cerinţele funcţionale, de necesităţile structurale sau de caracteristicile terenului de fundare. În mod obişnuit se utilizează rezolvări de tip cutie rigidă cu pereţi din beton armat, în cazul clădirilor cu subsol. Pentru clădiri cu regim de înălţimea redusă se pot utiliza şi fundaţii izolate sub stâlpi ce pot fi conectate prin grinzi de echilibrare.

La fiecare nivel sunt dispuse planşee din beton armat ce pot îndeplini rolul de diafragma în plan orizontal.

Structurile în cadre din beton armat pot fi utilizate de la clădiri de înălţime mică (1..2 niveluri) până la clădiri de înălţime mare (20..25 niveluri). Trebuie menţionat că relativa lipsă de rigiditate la deplasare laterală a acestui sistem structural face ca în marea majoritate a cazurilor el să fie utilizat pentru clădiri cu cel mult 8-10 niveluri supraterane.

Din punct de vedere al modului de construire structurile în cadre pot fi realizate monolit, prin turnarea betonului la şantier, sau prefabricat, prin utilizarea elementelor structurale realizate în standuri de prefabricate. Trebuie menţionat că structurile prefabricate prezintă o sensibilitate deosebită în zonele de îmbinare a elementelor structurale, comportarea acestora depinzând in cea mai mare măsură de rezolvarea corectă a acestor zone.

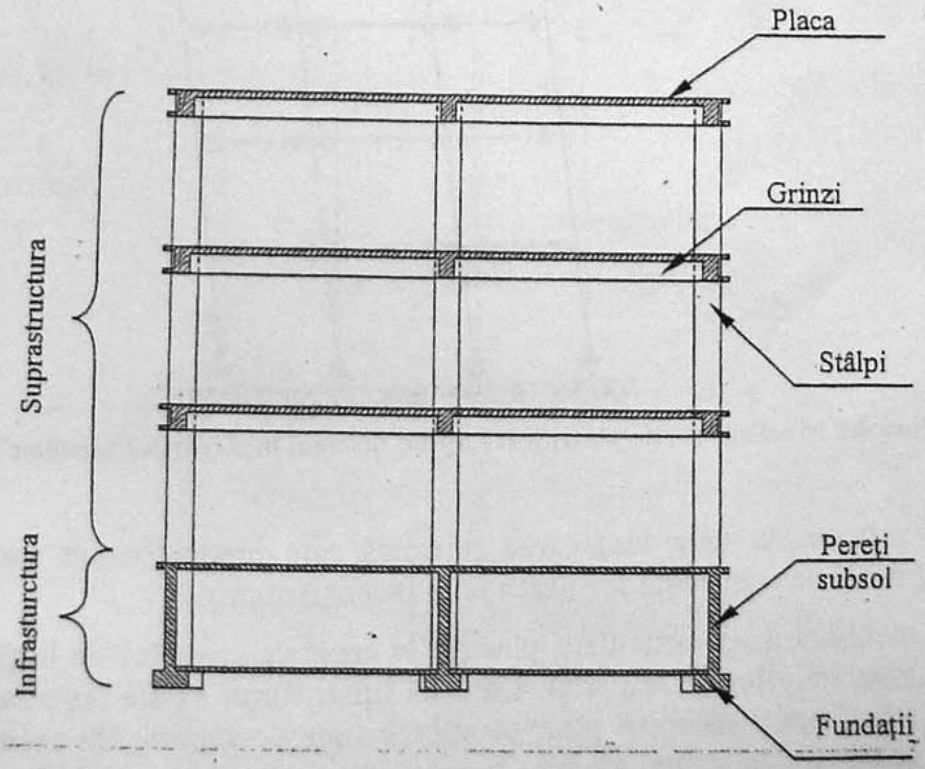


Figura 3.1 Cadrul transversal al unei structuri spaţiale în cadre din beton armat

Structurile în cadre din beton armat monolit prezintă avantajul unei flexibilităţii spaţiului interior datorită faptului că pereţii de compartimentare nu au rol structural şi,

prin urmare, dispunerea acestora poate fi modificată funcție de cerințele de funcționalitate.

Din punct de vedere structural, cadrele spațiale din beton armat au o comportare predictibilă, răspunsul lor sub acțiuni seismice putând fi relativ ușor de estimat prin calcul.

Structurile în cadre trebuie să respecte pe cât posibil cerințele de conformare corectă, atât în plan cât și în elevație, menționate în capitolul anterior.

3.2. Comportarea sub încărcări, mecanisme de plastificare

Codul românesc de proiectare a structurilor în cadre din beton armat monolit are se bazează pe aplicarea metodei capacității de rezistență. Astfel codul dorește impunerea unui mecanism optim de disipare de energie. Pentru o structură în cadre formarea acestui mecanism are la bază următoarele cerințe:

- trebuie mobilizat, pentru formarea mecanismului, un număr cât mai mare de articulații plastice. În acest fel fiecare articulație plastică va avea de disipat o cantitate de energie cât mai redusă și, prin urmare, degradările structurale asociate vor fi mai mici.
- este de dorit ca rotirile în articulațiile plastice să fie cât mai apropiate ca mărime. Astfel degradările structurale vor fi similare în toate zonele plastice. Este necesar ca toate articulațiile formate să lucreze simultan.

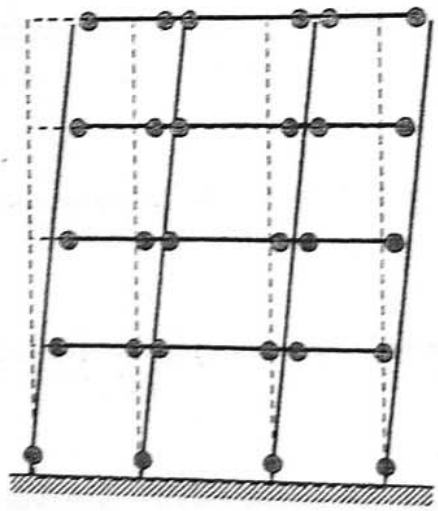


Figura 3.2 Mecanismul de plastificare optim în cazul încărcărilor seismice predominante

Pentru structuri la care încărcarea seismică este predominantă comparativ cu cea gravitațională se urmărește formarea unui mecanism prin:

- mobilizarea de articulații plastice la capetele grinzilor de la fiecare nivel și la baza stâlpilor de la parter. Datorită lipsei forței axiale articulațiile plastice din grinzi pot avea rotiri plastice mari înainte de rupere. De asemenea, eventuala cedare a unei grinzi nu duce la colapsul structurii în ansamblu.
- mobilizarea de articulații plastice la baza stâlpilor de la parter

Astfel de clădiri sunt, de exemplu, clădirile cu multe niveluri și deschideri/travei relativ reduse. La aceste clădiri încărcările gravitaționale joacă un rol secundar.

În cazul structurilor la care încărcările gravitaționale sunt predominante articulațiile plastice nu se mai pot forma simultan la ambele capete ale grinzilor. În acest caz se acceptă formarea articulațiilor plastice pozitive în zona de moment maxim de la partea de jos, din câmp.

Astfel de structuri sunt întâlnite, de exemplu, în cazul construcțiilor industriale cu deschideri și încărcări mari sau în cazul clădirilor civile amplasate în zone seismice de intensitate mai redusă.

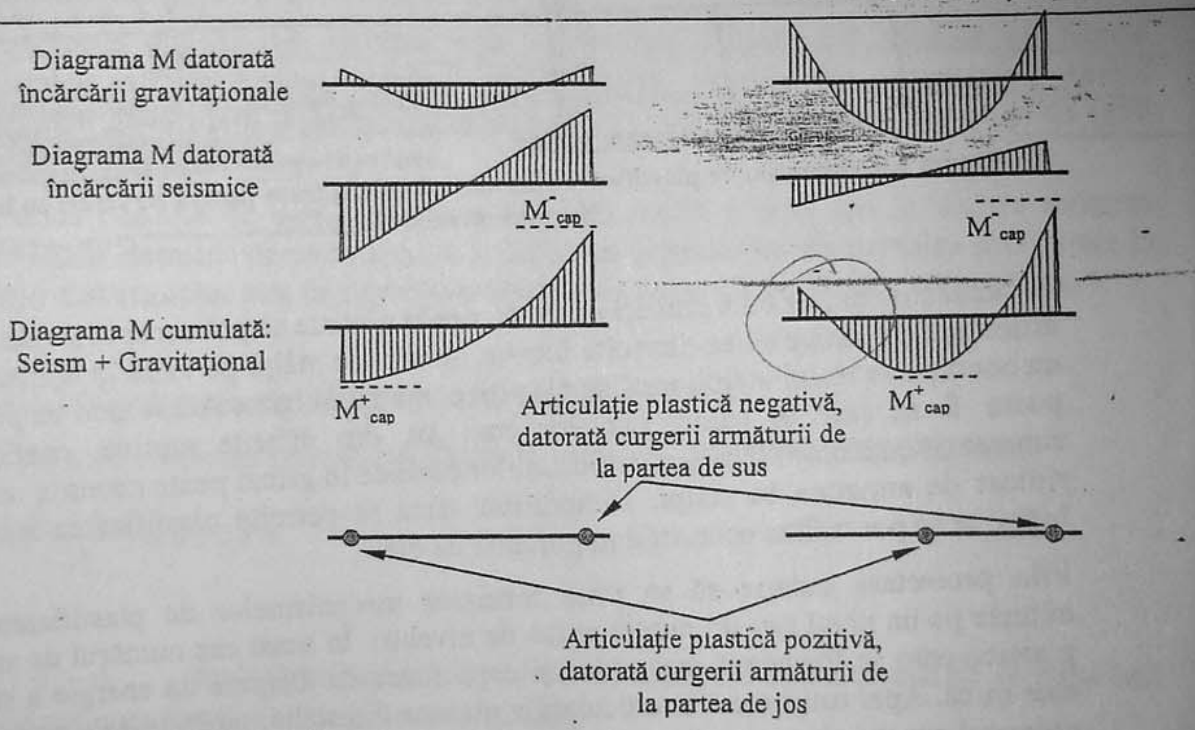


Figura 3.3 Modul de formare a articulațiilor plastice funcție de ponderea încărcărilor gravitaționale și seismice

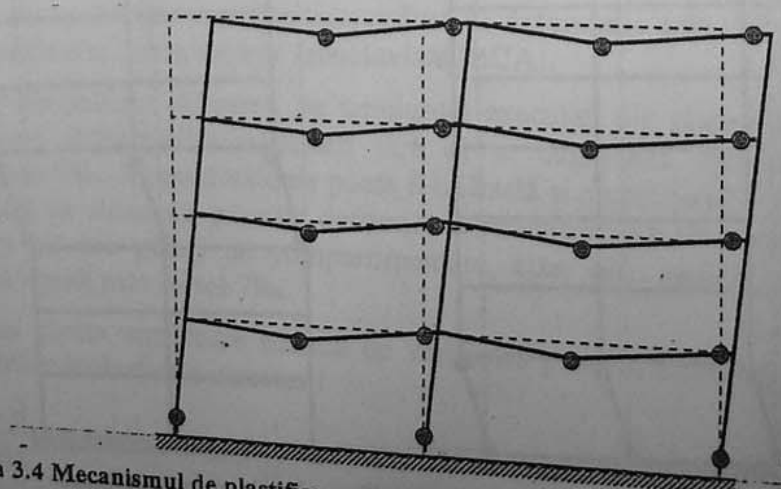
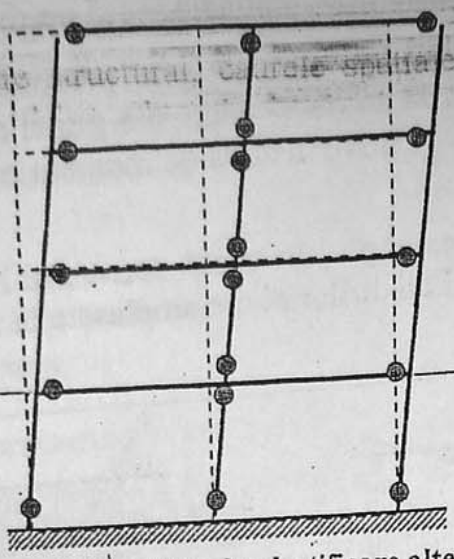
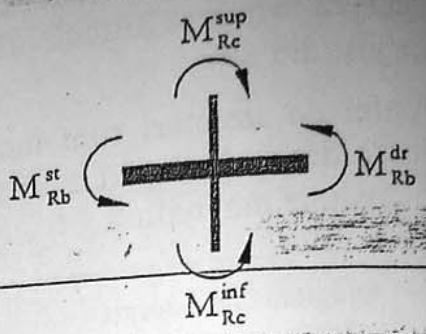


Figura 3.4 Mecanismul de plastificare optim în cazul încărcărilor gravitaționale predominante



Echilibrul de nod:



$$M_{Rc}^{inf} + M_{Rc}^{sup} < M_{Rb}^{dr} + M_{Rb}^{st}$$

Figura 3.5 Mecanism de plastificare alternativ de plastificare pentru structuri cu încărcări seismice predominante

In cazul structurilor cu încărcări seismice predominante se pot accepta şi cazuri în care articulaţiile plastice să se dezvolte într-un număr de stâlpi pe toată înălţimea acestuia cu condiţia ca restul stâlpilor să se plastifice numai la baza. Acest mod de plastificare poate fi necesar în cazul grinzilor care au, din diferite motive, coeficienţi de suprarezistenţă mari. Dirijarea articulaţiilor plastice în grinzi poate necesita un consum ridicat de armatura in stâlpi. Dimpotrivă, dacă se permite plastificarea stâlpilor pe înălţime se pot realiza economii importante de otel.

Prin proiectare trebuie să se evite formarea mecanismelor de plastificare locale, extinse pe un nivel sau un număr redus de niveluri. În acest caz numărul de articulaţii plastice care se formează este redus şi capacitatea de disipare de energie a structurii este mică. Apar rotiri mari în articulaţiile plastice din stâlpi, putându-se ajunge chiar la colapsul structural.

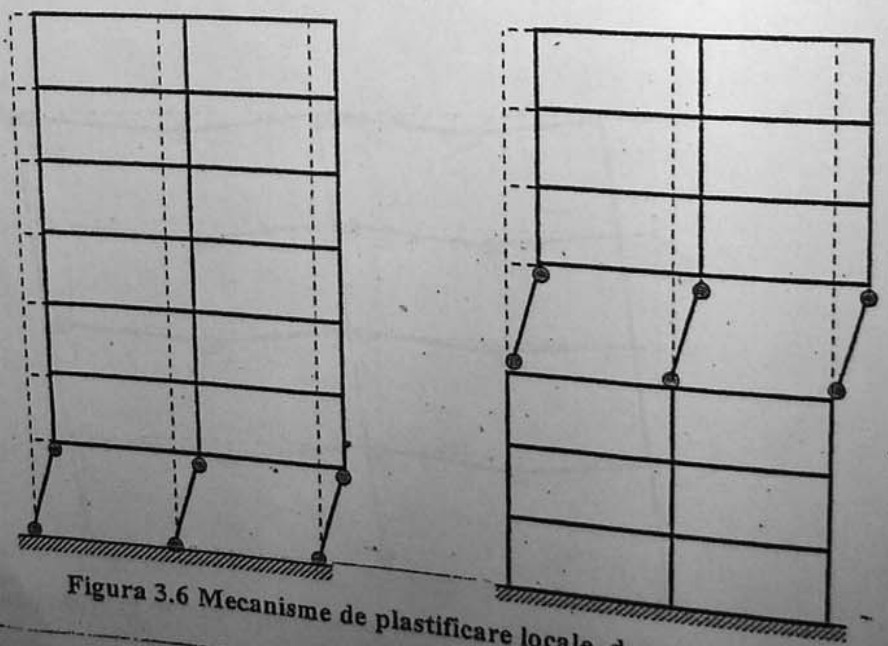


Figura 3.6 Mecanisme de plastificare locale, dezavantajoase

3.3. Proiectarea structurilor în cadre

3.3.1 Asigurarea rigidităţii la acţiuni laterale

Construcţiile în cadre trebuie să îndeplinească două condiţii din punct de vedere al rigidităţii la acţiuni laterale:

Prima condiţie, expusă şi în cap. 3.2, este asigurarea unei rigidităţi laterale potrivite astfel încât la acţiunea unui cutremur de intensitate redusă ce poate apărea relativ frecvent să nu se producă degradări nestructurale semnificative care să necesite întreruperea funcţionării construcţiei pentru efectuarea lucrărilor de consolidare. Această exigenţă de performanţă corespunde stării limită de serviciu.

Verificarea propriu-zisa se face prin compararea deplasărilor produse de forţele seismice asociate acestui cutremur cu deplasările capabile ale construcţiei. Aceste deplasări capabile se stabilesc funcţie de natura elementelor nestructurale şi de tipul legăturii dintre acestea şi structură.

A doua condiţie de verificare, asociată stării limită ultime, are în vedere evitarea prăbuşirii elementelor nestructurale şi limitarea degradărilor elementelor structurale în cazul cutremurelor rare de intensitate apropiată cu cea a cutremurului de proiectare.

3.3.1.1 Verificarea rigidităţii laterale conform P100/92

Ecuaţia de verificare privind rigiditatea la deplasare laterală din P100/92 este:

$$\frac{d_i - d_{i-1}}{H_e} q \le 0{,}35\%$$

unde

$d_i - d_{i-1}$ deplasarea relativă de nivel rezultată din calculul elastic al structurii sub acţiunea forţelor seismice convenţionale.

H_e înălţimea nivelului construcţiei

q factorul de comportare

Valoarea limită 3,5‰ corespunde situaţiei în care elementele de compartimentare sunt realizate din materiale cu capacitate redusă de deformaţie cum sunt blocurile ceramice sau blocurile din beton celular autoclavizat (BCA).

În cazul structurilor cu pereţi de umplutură executaţi din materiale deformabile care pot urmări deformaţiile structurii fără să se degradeze valoarea limită poate fi considerată 7‰. Această valoare poate fi utilizată şi atunci când legătura panourilor de umplutură cu structura permite deformarea structurii fără afectarea panourilor. Dacă structura nu are pereţi de compartimentare, cum este parcajelor etajate deschise, valoarea limită este de tot 7‰.

Scrisă în forma următoare ecuaţia de verificare pune în evidenţă modul de calcul a deplasărilor inelastice a structurii:

$$\frac{d_i - d_{i-1}}{H_e} q = \left(d_i q - d_{i-1} q\right) \frac{1}{H_e} \le 0{,}35\%$$

Astfel, valorile deplasărilor inelastice se obţin pornind de la valoarea deplasărilor elastice obţinute sub acţiunea forţelor seismice convenţionale, d_i, prin înmulţirea acestora cu factorul de comportare, q. Se consideră în mod simplificat că deplasările sistemului inelastic nu pot depăşi deplasările sistemului echivalent elastic.

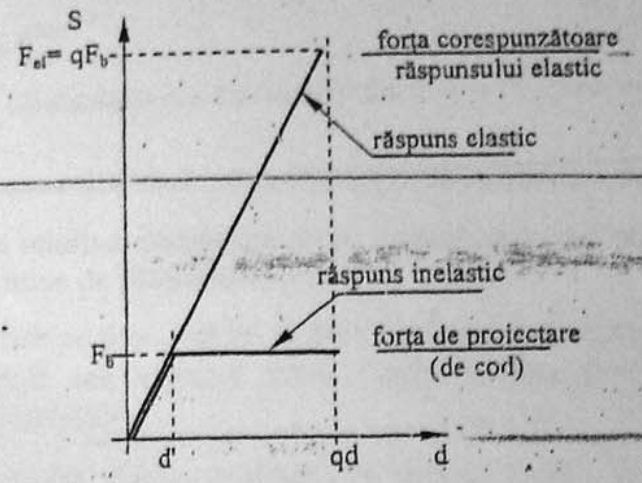


Figura 3.7 Modul de determinare a deplasării inelastice a structurii

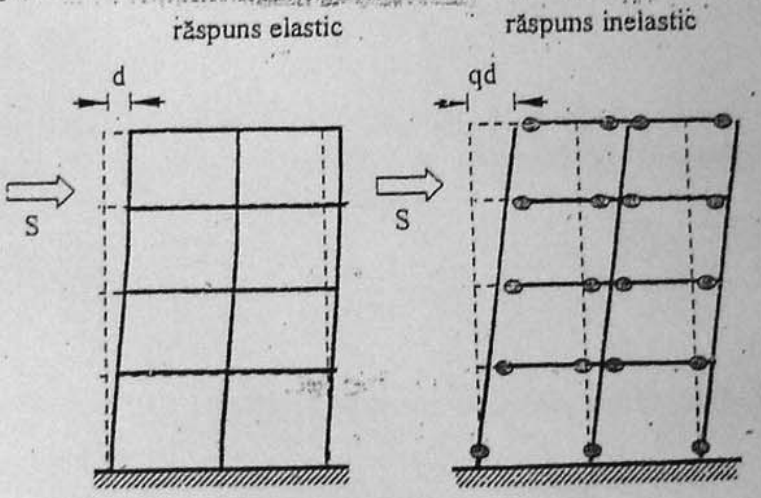


Figura 3.8

Condiţia de verificare a rigidităţii la deplasare laterală din P100/92 este extrem de restrictivă şi, de cele mai multe ori, ea dimensionează practic secţiunile de beton ale stâlpilor şi grinzilor. Această condiţie a fost introdusă după cutremurul din 1977 când s-au observat degradări majore ale construcţiilor cu structura flexibilă (cum sunt structurile în cadre din beton armat). Modalitatea de verificare nu este consecventă teoretic dar a fost introdusă în cod în cunoştinţă de cauză. Inconsecvenţa rezultă din faptul că se compară deplasările structurii sub acţiunea forţelor seismice de proiectare, asociate stării limită ultime, cu o deplasare admisibilă asociată stării limită de serviciu. Valoarea de 3,5 ‰ corespunde asigură că elementele nestructurale de compartimentare şi închidere nu suferă degradări care să necesite reparaţii.

Pentru calculul deplasărilor conform P100/92 se utilizează, în mod convenţional, valori ale rigidităţii elementelor structurale corespunzătoare stadiului 1 de lucru (elastic-nefisurat). În realitate, când structura este acţionată de forţele seismice de proiectare la SLU este de aşteptat ca majoritatea elementelor structurale să fie fisurate. Dacă s-ar utiliza însă valorile corespunzătoare stadiului 2 de lucru (fisurat) atunci procedeul de verificare ar deveni excesiv de acoperitor.

3.3.1.2 Verificarea rigidităţii laterale conform P100-1/2006

În această ediţie a codului se propune verificarea distinctă a condiţiei de rigiditate la deplasare laterală pentru cele două stări limită la care se face referire în cod.

Pentru Starea Limită de Serviciu:

$$d_r^{SLS} = \nu q d_{re} \le d_{r,a}^{SLS}$$

unde

d_r^{SLS} deplasarea relativă de nivel sub acţiunea seismica asociata SLS

d_{re} deplasarea relativa a aceluiaşi nivel, determinată prin calcul static elastic sub încărcări seismice de proiectare

ν este un factor ce ţine cont de faptul că intensitatea seismică asociată SLS este mai mică decât cea asociată Stării Limită Ultime (ν=0,5 pentru clădiri de importanţă obişnuită)

$d_{r,a}^{SLS}$ valoarea admisibila a deplasării relative de nivel.

Pentru Starea Limită Ultimă:

$$d_r^{ULS} = c q d_{re} \le d_{r,a}^{ULS}$$

c coeficient de amplificare a deplasărilor ce ţine seama că pentru $T<T_c$ deplasările seismice corespunzătoare răspunsului inelastic sunt mai mari decât cele asociate răspunsului elastic.

$$1 \le c = 3 - 2{,}5\frac{T}{T_c} \le 2$$

$d_{r,a}^{ULS}$ valoare admisibila a deplasării relative de nivel, egală cu 2,5%h (unde h este înălţimea de nivel)

P100-1/2006 propune utilizarea unor factori diferiţi de reducere a rigidităţilor secţionale pentru elementele structurale, funcţie de starea limită la care se face verificarea şi de tipul elementelor nestructurale. Pentru calculul deplasării la Starea Limită Ultimă, codul propune pentru elementele structurale utilizarea rigidităţii din stadiul 2 de lucru (fisurat) ce se poate determina simplificat ca jumătate din valoarea corespunzătoare secţiunilor nefisurate.

3.3.2 Stabilirea eforturilor secţionale de dimensionare

Stabilirea eforturilor de dimensionare la încovoiere se face ţinând cont de mecanismul de plastificare ce se doreşte a se forma în structură. În principiu, dirijarea mecanismului de plastificare se face prin armarea mai puternică a zonelor ce trebuie să rămână în stadiul elastic comparativ cu zonele unde se doreşte mobilizarea articulaţiilor plastice.

În cazul structurilor în cadre din beton armat se urmăreşte obţinerea de deformaţii plastice numai prin intrarea în curgere din încovoiere a armăturilor longitudinale. Aşa cum s-a menţionat anterior se doreşte formare articulaţiilor plastice la capetele grinzilor şi la baza stâlpilor de la parter. Prin urmare, dirijarea mecanismului de plastificare se face prin calibrarea potrivită a momentelor încovoietoare de dimensionare în grinzi şi stâlpi.

Forţele tăietoare de dimensionare sunt stabilite astfel încât să se împiedice apariţia deformaţiilor plastice sau a cedărilor datorate acestor forţe.

3.3.2.1 Momente încovoietoare de dimensionare

Momentele încovoietoare de dimensionare în fiecare grindă se stabilesc pe baza diagramei înfăşurătoare de momente. Această diagramă se determină prin suprapunerea rezultatelor obţinute prin calculul static al structurii sub acţiunea a două grupări de încărcări:

- gruparea fundamentală de încărcări, ce cuprinde în principal încărcările gravitaţionale, permanente şi temporare, cu valorile lor de calcul
- gruparea specială de încărcări, ce cuprinde în principal încărcările gravitaţionale. permanente şi temporare, cu valorile de lungă durată, şi încărcarea seismică de proiectare. Trebuie considerat că încărcarea seismică acţionează asupra structurii în două sensuri opuse, pe direcţia grinzii. Rezultă astfel două cazuri de încărcare pentru gruparea specială diferenţiate prin sensul de acţiune al forţei seismice.

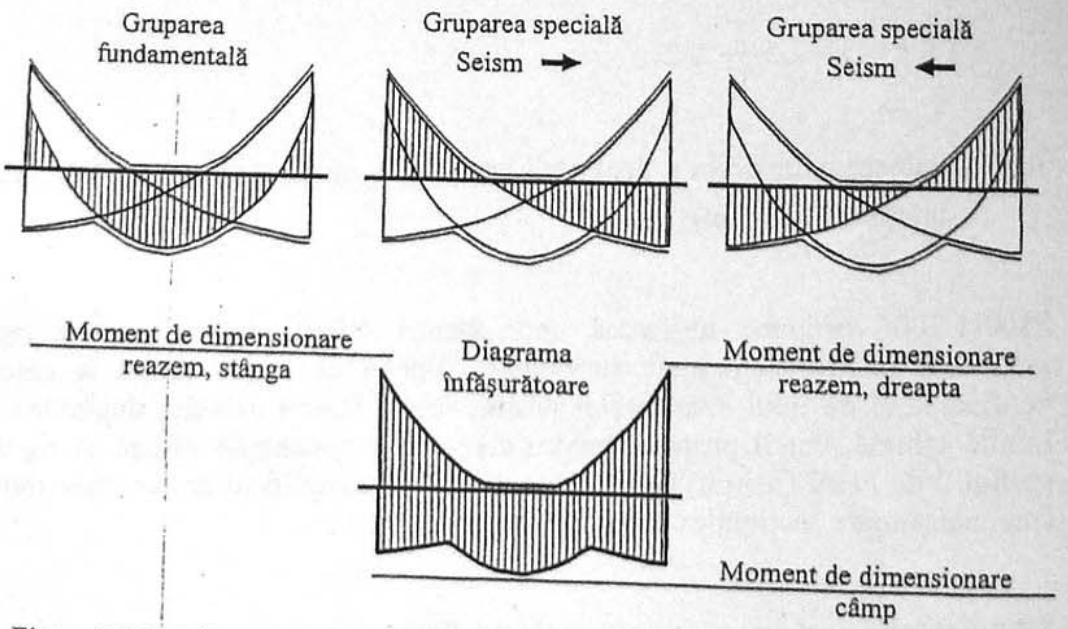


Figura 3.9 Stabilirea momentelor de dimensionare în grinzi, diagrama înfăşurătoare

Momentele de dimensionare în fiecare reazem reprezintă valoarea maximă a momentului de la partea de sus, calculat la faţa stâlpului.

În situaţii curente, armarea de la partea de jos se face constant pe deschidere (se dispune aceeaşi cantitate de armătură pe toată deschiderea grinzii la partea de jos).

Prin urmare, armătura de la partea de jos se dimensionează la valoarea maximă a momentului încovoietor pozitiv. Această valoare poate apărea fie în câmp, în zona centrală a deschiderii, fie în zona reazemului, funcţie de ponderea încărcărilor gravitaţionale şi seismice care acţionează asupra structurii.

Pe baza momentelor de dimensionare, se calculează secţiunile de beton armat la încovoiere şi se stabilesc ariile efective de armătură în câmp şi în reazeme. La alegerea armăturilor trebuie să se ţină seama şi de criteriile constructive de armare prevăzute în normele de proiectare.

Momentele de dimensionare în stâlpi se stabilesc astfel încât să se permită formarea articulaţiilor plastice în stâlpi numai la baza acestora. Prin urmare, aceste momente de dimensionare trebuie să ţină cont de suprarezistenţa riglelor comparativ cu cerinţa stabilită pe baza forţelor seismice de proiectare (rezultatele calculului static).

$$M_{Edc} = \Omega\, \gamma_{Rd}\, M'_{Edc}$$

unde

M'_{Edc} momentul încovoietor pe stâlp rezultat din calculul static al structurii

γ_{rd} factorul de suprarezistenţă datorat efectului de consolidare al oţelului. Acest factor se consideră egal cu 1,3 pentru structuri aparţinând clasei de ductilitate înaltă

Ω factor care descrie suprarezistenţa grinzilor. Se calculează separat pentru fiecare grindă şi pentru fiecare sens de acţiune seismică în lungul grinzii considerate:

$$\Omega = \frac{\sum |M_{Rb}|}{\sum M_{Edb}}$$

$\sum |M_{Rb}|$ suma momentelor capabile ale secţiunilor grinzii un pot să apară articulaţii plastice la un anumit nivel, calculate considerând acelaşi sens de rotire.

$\sum M_{Edb}$ suma algebrică a momentelor încovoietoare din secţiunile precizate mai sus, rezultate în urma calculului static al structurii în gruparea specială de încărcări. Se vor considera pozitive momentele care rotesc în acelaşi sens ca şi momentele capabile corespunzătoare, şi negative cele ce rotesc în sens opus.

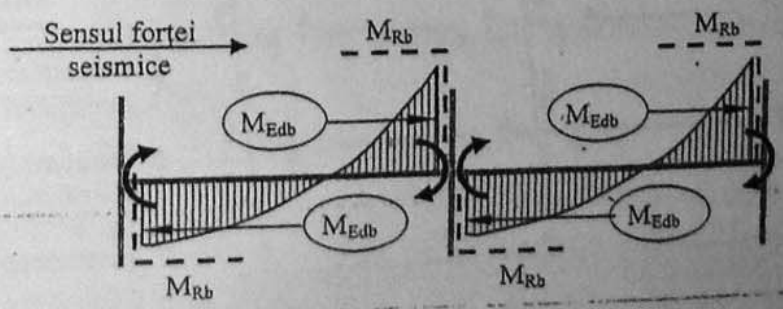


Figura 3.10 Semnificaţia mărimilor utilizate la calculul factorului Ω

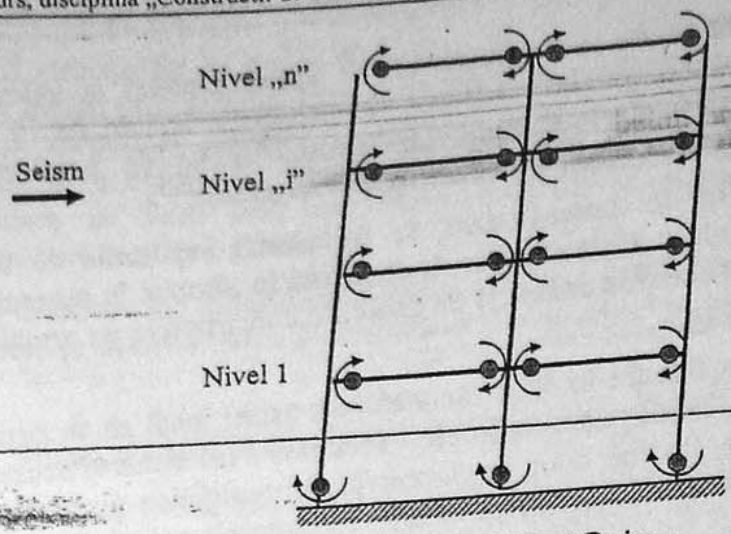


Figura 3.11 Valori Ω şi γ_{Rd}

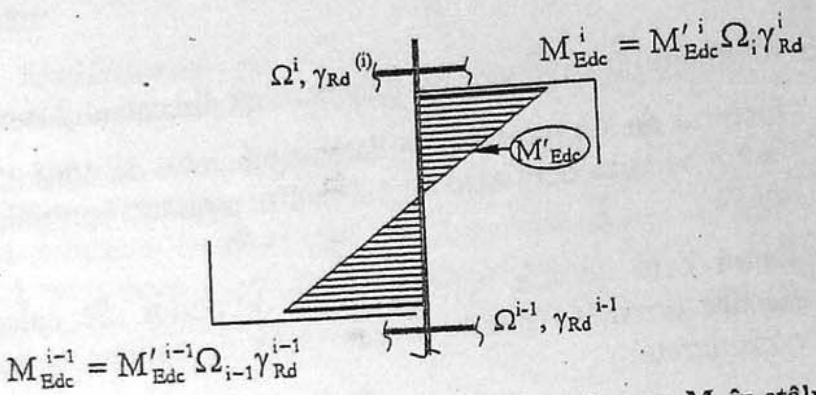


Figura 3.12 Determinarea momentelor de dimensionare, M, în stâlpi

Pentru determinarea necesarul de armătură longitudinală în stâlpi este necesară stabilirea forţelor axiale corespunzătoare formării mecanismului de plastificare. Aceste forţe axiale se calculează considerând forţelor tăietoare din grinzi asociate plastificării acestora. Se consideră că se plastifică toate grinzile orientate cu ± 30° faţă de direcţia acţiunii seismice (unghiul se măsoară în plan orizontal).

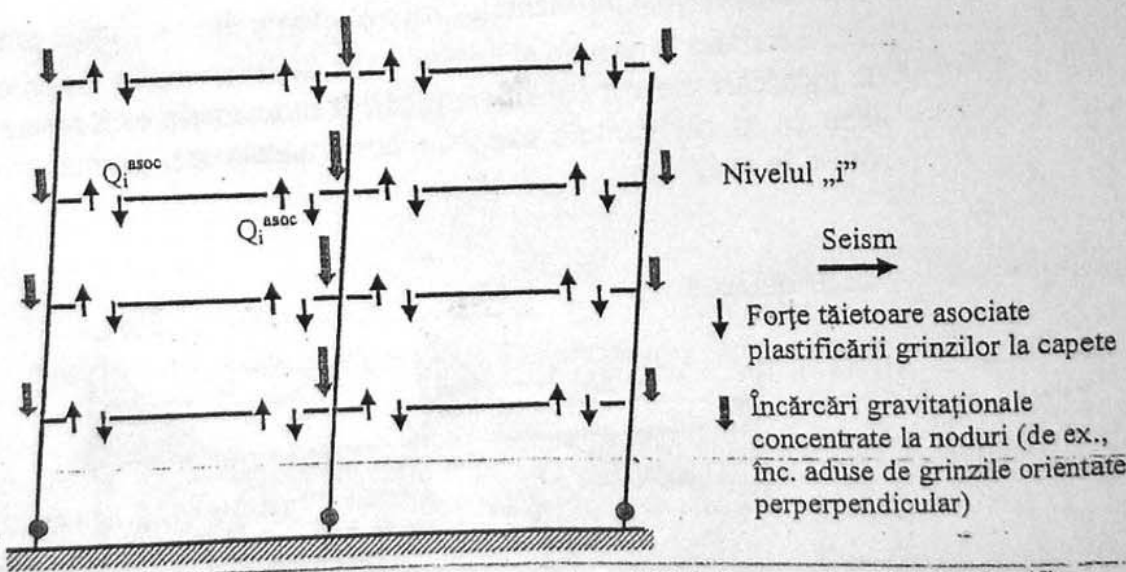


Figura 3.13 Calculul forţelor axiale asociate mobilizării mecanismului de plastificare

$$N = \sum Q_i^{asoc} + \sum P_i$$

Q_i^{asoc} forțele tăietoare asociate plastificării din încovoiere a grinzilor adiacente stâlpului la nivelul i. Modul de calcul al acestor forțe este prezentat la punctul următor.

P_i forțele concentrate ce acționează direct la nod datorate încărcărilor gravitaționale la nivelul "i". Astfel de încărcări pot fi, de exemplu, încărcările gravitaționale aduse de grinzile orientate perpendicular pe direcția acțiunii seismice. Aceste grinzi nu preiau încărcarea seismică și, prin urmare, lucrează în stadiul elastic.

3.3.2.2 Forțe tăietoare de dimensionare

Forțele tăietoare de dimensionare se stabilesc astfel încât să se evite ruperile sau deformațiile neliniare din forță tăietoare. De aceea, aceste forțe trebuie să corespundă mobilizării mecanismului de plastificare din încovoiere în structură.

În cazul grinzilor, după formarea articulațiilor plastice, se pot identifica următoarele încărcări ce acționează asupra unui element izolat de restul structurii:

- încărcarea gravitațională, distribuită pe grindă, cu valoarea de lungă durată
- momentele capabile ale grinzii la capete ce corespund aceluiași sens de rotire (sensul de rotire depinde de sensul acțiunii seismice).
- forțele tăietoare asociate plastificării grinzii la capete

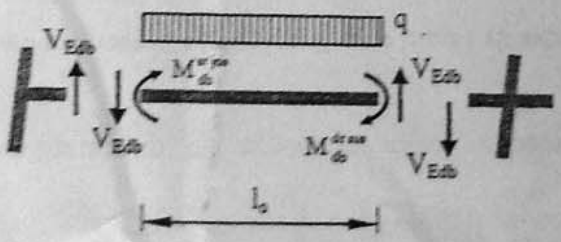


Figura 3.14 Schema de calcul a forțelor tăietoare asociate plastificării grinzii la capete

Grinda articulată plastic la capete se află în echilibru și, prin urmare, se poate scrie o ecuație de moment, astfel:

$$ql_o\frac{l_o}{2} + M_{db}^{st\,jos} + M_{db}^{dr\,sus} = V_{Edb}l_o$$

Rezultă relația de calcul pentru forța tăietoare asociată plastificării grinzii la capete:

$$V_{Edb} = q\frac{l_o}{2} + \frac{M_{db}^{st\,jos} + M_{db}^{dr\,sus}}{l_o}$$

Momentele capabile ale grinzii, M_{db}, trebuie calculate ținând seama de suprarezistența armăturii longitudinale la întindere. Dacă se utilizează metoda simplificată de calcul se admite ca aceste momente să fie obținute prin creșterea cu 20% a momentelor capabile determinate pe baza rezistenței de proiectare a armăturii, f_{yd}. În metoda simplificată de calcul a secțiunilor din beton armat solicitate la încovoiere se consideră că legea de

comportare σ–ε pentru oţel este de tip biliniar, fără consolidare. În calcule se utilizează valoarea de proiectare a rezistenţei la curgere a oţelului, f_{yd}. În realitate, oţelul prezintă după curgere un efect de consolidare, efortul σ crescând odată cu sporirea deformaţiilor. Considerarea numai a rezistenţei f_{yd} la determinarea momentelor capabile poate conduce la valori subestimate ale acestora şi, prin urmare, la valori neacoperitoare ale forţei tăietoare de dimensionare. De aceea în normativul P100-1/2006 se propune ca forţa tăietoare de proiectare să se stabilească pe baza momentelor calculate cu relaţia următoare:

$$M_{db} = \gamma_{Rd} M_{Rb}$$

unde γ_{rd} ia valoarea 1,2.

Determinarea forţei tăietoare de dimensionare în stâlpi se face în mod similar. În acest caz nu mai există însă încărcări exterioare gravitaţionale orientate perpendicular pe axa barei.

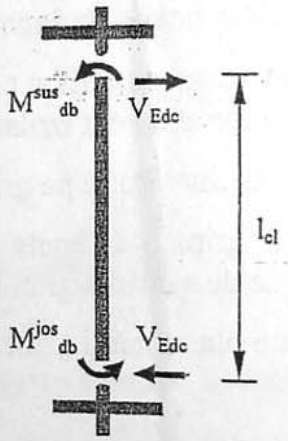


Figura 3.15 Schema de calcul a forţelor tăietoare asociate plastificării stâlpului la capete

Valoare de proiectare a forţei tăietoare de dimensionare se stabileşte cu ajutorul relaţiei:

$$V_{Edc} = \frac{M^{jos}_{db} + M^{sus}_{db}}{l_{cl}}$$

unde

l_{cl} înălţimea liberă a stâlpului

M_{db} momentul capabil al stâlpului calculat considerându-se efectul consolidării oţelului şi cel al fretării betonului în zonele comprimate. M_{db} se poate determina pornindu-se de la valoarea M_{Rb} stabilită pe baza rezistenţelor de proiectare ale materialelor prin amplificare cu factorul γ_{rd} care ia valoarea 1,3 pentru nivelul de la baza construcţiei şi 1,2 pentru restul nivelurilor

Valoarea V_{Edc} astfel determinată se poate limita superior la valoarea forţei tăietoare corespunzătoare unui răspuns elastic al structurii

$$V_{Edc} \le qV'_{Edc}$$

unde q reprezintă factorul de comportare al structurii.

3.3.3 Măsuri pentru asigurarea ductilității

Pentru a se putea dirija formarea mecanismelor optime de plastificare și pentru asigurarea unei ductilități adecvate a articulațiilor plastice este necesară îndeplinirea următoarelor condiții:

- Evitarea oricărui tip de rupere fragilă. Astfel de ruperi sunt, de exemplu, ruperea din forță tăietoare în fisuri înclinate sau ruperea ancorajul armăturii în beton.
- Evitarea tipurilor de rupere neductile la încovoiere specifice elementelor subarmate sau supraarmate.

  În cazul elementelor subarmate, momentul capabil al secțiunii nefisurate este mai mare decât cel al secțiunii fisurate. Prin urmare în momentul fisurării, se produce și ruperea armăturii longitudinale întinse care nu poate să preia surplusul de încărcare datorat fisurării betonului. Pentru a preveni acest tip de rupere fragilă este necesară respectarea procentelor minime de armare a elementelor încovoiate.

  În cazul elementelor supraarmate, ruperea se produce prin strivirea betonului comprimat înainte de intrarea în curgere a armăturii întinse. Asigurarea împotriva acestui tip de rupere fragilă se face prin limitarea înălțimii relative a zonei comprimate la valoarea corespunzătoare punctului de balans.
- Limitarea lungimii articulației plastice. Acest lucru se poate face prin dispunerea de armături longitudinale suplimentar față de cele rezultate din calcul, în stânga și în dreapta articulației plastice.

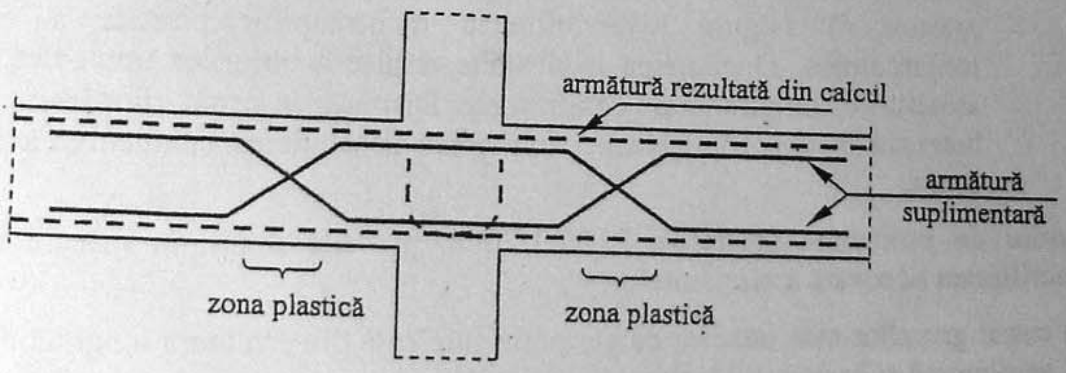


Figura 3.16 Procedeu de limitare a lungimii zonei plastice

În cazuri curente de proiectare, cand diagrama de momente pe grinzi evidențiează în mod clar maxime în imediata vecinătate a reazemelor nu este necesară considerarea armăturilor suplimentare decât dacă se dorește o limitare strictă a lungimii zonelor de deformare plastică.

- Evitarea flambajului armăturii longitudinale comprimate. La schimbarea sensului acțiunii seismice, armătura care a curs din întindere are tendința de a flamba și de a expulza stratul de acoperire cu beton. Prevenirea unei astfel de cedări se face prin dispunerea de armătură transversală suplimentară pe zona plastică.

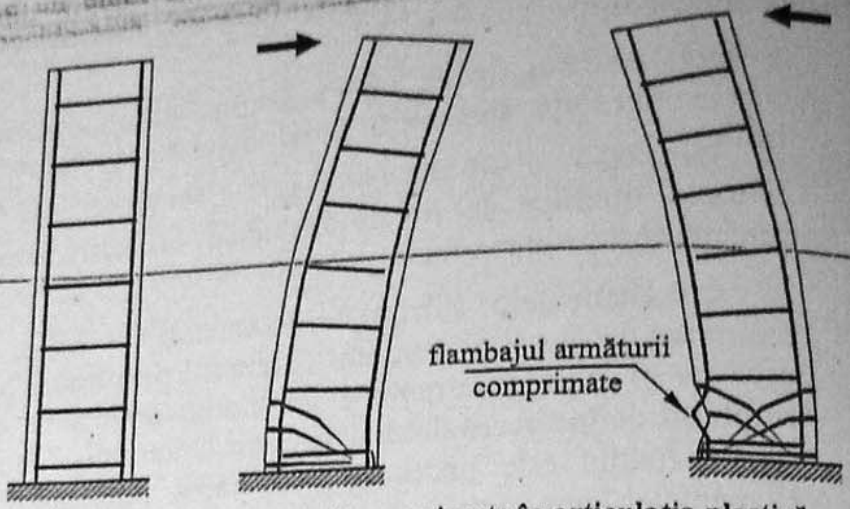


Figura 3.17 Flambajul armăturii comprimate în articulaţia plastică

- asigurarea reversibilităţii deformaţiilor plastice în armăturile longitudinale

  Deformaţia plastică a armăturilor longitudinale trebuie să fie reversibilă şi nu cumulativă. Este necesar ca de la un ciclu de încărcare la altul să nu se acumuleze deformaţie plastică în armături. O astfel de comportare duce la o cedare prematură a acestora deoarece deformaţia ultimă a oţelului poate fi atinsă rapid prin deformaţii cumulative.

  Măsurile de alcătuire şi armare a zonelor plastice prezentate anterior sunt în măsură să asigure reversibilitatea deformaţiilor plastice a armăturilor longitudinale. Dispunerea la distanţe reduse a etrierilor împiedică flambajul armăturilor longitudinale comprimate. Dispunerea armăturilor încrucişate, care lucrează în domeniul elastic, împiedică deschiderea cumulativă a unei fisuri totale.

Codul de proiectare seismică, P100-1/2006, prevede reguli în măsură să asigure ductilitatea adecvată a elementelor.

În cazul grinzilor este necesar ca cel puţin jumătate din armătura longitudinală întinsă să se dispună şi în zona comprimată. Grinzile trebuie armate cu minim 2 bare profilate de diametru 14mm atât la partea de sus cât şi la cea de jos. Înălţimea zonei comprimate în stadiul ultim x_u nu trebuie să depăşească valoarea 0,25d (d – înălţimea utilă a secţiunii).

În ceea ce priveşte etrierii codul propune limitarea distanţei s dintre aceştia pe zona critică conform relaţiei:

$$s \le \min\left(\frac{h_w}{4}, 150\text{mm}, 7d_{bl}\right)$$

unde

h_w înălţimea secţiunii transversale a grinzii

d_{bl} diametrul minim al armăturilor longitudinale

Zona critică se dezvoltă de la faţa reazemului pe o lungime de $1{,}5h_w$.

Diametrul minim al etrierilor este 6mm.

În cazul stâlpilor forţa axială influenţează în mod determinant ductilitatea. Codul P100-1/2006 prevede limitarea efortului axial normalizat la valoarea 0,4.

$$\nu = \frac{N_{Ed}}{bdf_{cd}} \leq 0,4$$

Coeficientul de armare longitudinală, ρ, trebuie să se încadreze între 0,001 şi 0,004.

Distanţa dintre etrieri se limitează conform relaţiei:

$$s \leq \min(\frac{b_0}{3}, 125mm, 7d_{bl})$$

unde

- b_0 latura minimă a secţiunii utile (situată la interiorul etrierului perimetral)
- d_{bl} diametrul minim al armăturilor longitudinale

În cazul zonei critice din vecinătatea secţiunii teoretice de încastrare valoarea s se limitează $6d_{bl}$.

Distanţa în secţiunile dintre barele longitudinale consecutive aflate la colţurile unui etrier nu trebuie să depăşească 200mm.

Zona critică se măsoară de la faţa grinzii pe o lungime l_{cr}:

$$l_{cr} \leq \max(1.5h_c, \frac{l_c}{6}, 600mm)$$

unde

h_c cea mai mare dimensiune a secţiunii stâlpului

l_{cl} înălţimea stâlpului

3.4. Infrastructuri și fundații

În cazul structurilor în cadre din beton armat fără subsol se folosesc în general următoarele soluții de fundare:

- fundații izolate - această soluție este potrivită în cazul structurilor joase, având până la trei 3 niveluri.

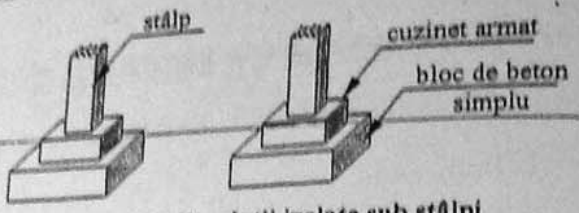


Figura 3.18 Fundații izolate sub stâlpi

- fundații izolate sub stâlpi conectate prin grinzi de echilibrare. Soluția este potrivită pentru structuri în cadre cu regim de înălțime mai mare decât în cazul precedent sau cu deschideri mari. Grinzile la echilibrarea momentelor din stâlpi datorate încărcărilor laterale

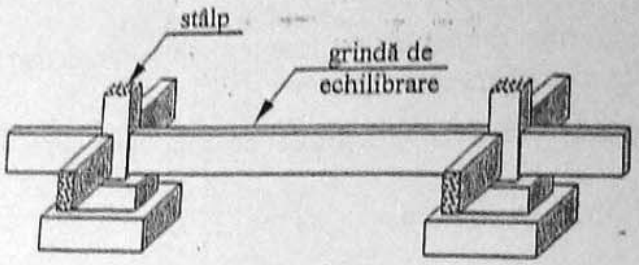


Figura 3.19 Fundații izolate conectate prin grinzi de echilibrare

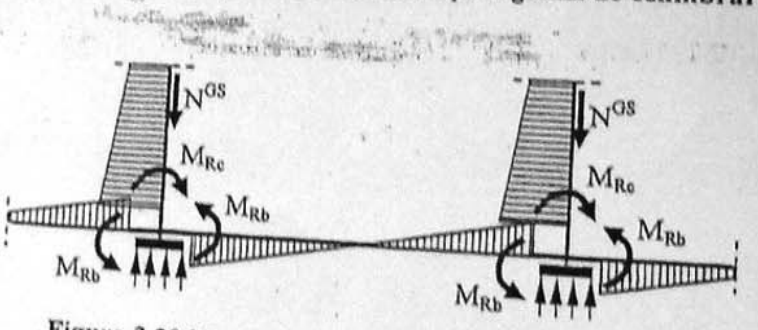


Figura 3.20 Modul de lucru al grinzii de echilibrare

- fundații de tip talpă continuă – utilizarea tălpii din beton simplu poate să fie necesară pentru atingerea terenului bun de fundare.

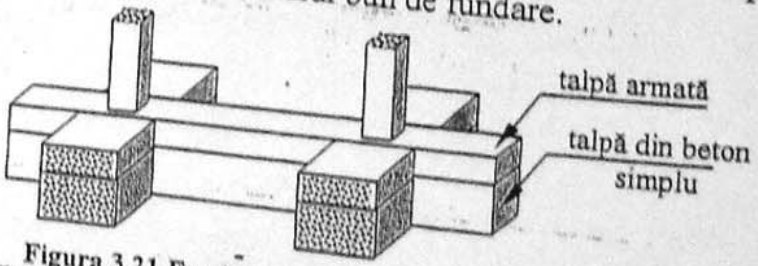


Figura 3.21 Fundații de tip talpă continuă sub stâlpi

În cazul în care construcţia are subsol se poate realiza infrastructura de tip cutie rigidă. O astfel de infrastructură constă intr-unul sau mai multe subsoluri ce au pereţi de beton armat perimetrali continui şi, eventual, pereţi interiori. Ansamblu pereţilor de subsol împreună cu planşeul de peste subsol şi pardoseala subsolului, sau radierul, formează un element spaţial foarte rigid comparativ cu suprastructura. O astfel de soluţie de fundare apare obligatorie în cazul clădirilor de înălţimea medie sau mare datorită încărcărilor mari ce trebuie transmise terenului.

Infrastructura şi fundaţiile trebuie dimensionate astfel încât să rămână în stadiul elastic de comportare în timpul cutremurelor de intensitate mare care pot duce la mobilizarea mecanismului de plastificare în suprastructură. Apariţia deformaţiilor plastice în elementele infrastructurii este de evitat deoarece, în caz contrar, reparaţiile post-cutremur a zonelor plastice sunt foarte dificil de realizat. De asemenea, controlul apariţiei articulaţiilor plastice în astfel de substructuri este dificil de realizat prin proiectare.

Pentru a se evita apariţia deformaţiilor plastice în infrastructură este necesar ca elementele componente ale acesteia să fie dimensionate la valori ale eforturilor secţionale ce corespund mobilizării mecanismului de plastificare în suprastructură.

Astfel, pentru determinarea eforturilor în elementele componente precum şi a presiunilor pe teren, în gruparea specială de încărcări, infrastructura se va încărca cu:

- momentele capabile ale stâlpilor, M_{Rc}
- forţa tăietoare asociată plastificării stâlpilor la ambele capete, V_{Edc}
- forţa axială rezultată din calculul static al structurii în gruparea de încărcări care cuprinde încărcarea seismică, N_{Edc}

Calculul eforturilor de dimensionare în elementele infrastructurii se poate face în mod simplificat în cazul clădirilor de înălţime mică. Dacă însă construcţiile au înălţime medie sau mare este necesară utilizarea unor programe de calcul automat bazate pe element finit.

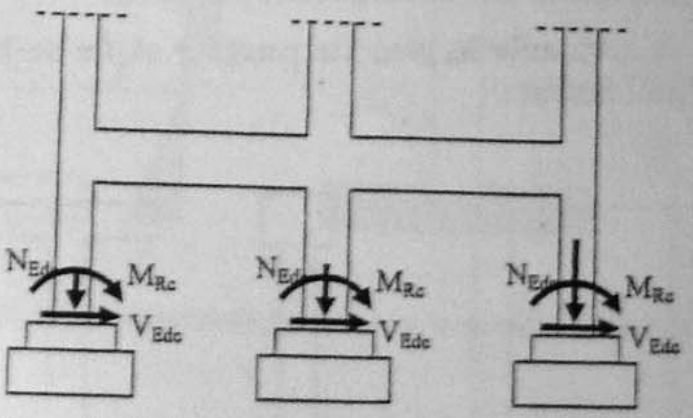


Figura 3.22 Eforturi de dimensionare pentru fundaţii

4. Construcţii cu pereţi structurali din beton armat

Structurile cu pereţi din beton armat sunt acele structuri la care forţele laterale (datorate în special seismului) sunt transmise la teren printr-un sistem de pereţi din beton armat.

Se disting două tipuri de structuri cu pereţi din beton armat:

- Structuri la care toată forţa laterală este transmisă prin intermediul pereţilor ce pot fi numite şi structuri pure cu pereţi. Aceste structuri fac obiectul acestui capitol.
- Structuri la care forţa laterală este transmisă la teren atât de pereţi structurali cât şi de cadre. Aceste structuri se numesc duale sau mixte.

La structurile pure cu pereţi de beton armat cadrele, dacă există, au numai rolul de a transmite la teren o parte din încărcările gravitaţionale. Prin urmare măsurile de conformare seismică vizează numai pereţii structurali în timp ce cadrele pot fi alcătuite ca substructuri cu rol gravitaţional. Calculul, dimensionarea şi armarea stâlpilor şi grinzilor se poate face conform celor prezentate la cap. 2.

Structurile cu pereţi se dimensionează conform cu prevederile codului P85/96 „Cod pentru proiectarea construcţiilor cu pereţi structurali din beton armat". Varianta revizuită a acestui cod, indicativ CR2-1-1.1, este în curs de implementare.

4.1. Alcătuirea structurilor cu pereţi

Alcătuirea de ansamblu a structurilor cu pereţi trebuie să urmărească exigenţele de conformare referitoare la structuri prezentate în cap. 3. Este necesară utilizarea unor forme regulate în plan ale structurii, compacte şi simetrice, cu alcătuire monotonă pe înălţime. Se recomandă ca rigiditatea să fie cât mai uniformă pe cele două direcţii principale ale structurii.

În mod particular, în cazul structurilor cu pereţi trebuie avute în vedere unele reguli privind alcătuirea elementelor structurale (a pereţilor).

Se recomandă ca secţiunile în plan ale pereţilor să fie de tip lamelar, halteră sau cu tălpi de dimensiuni limitate.

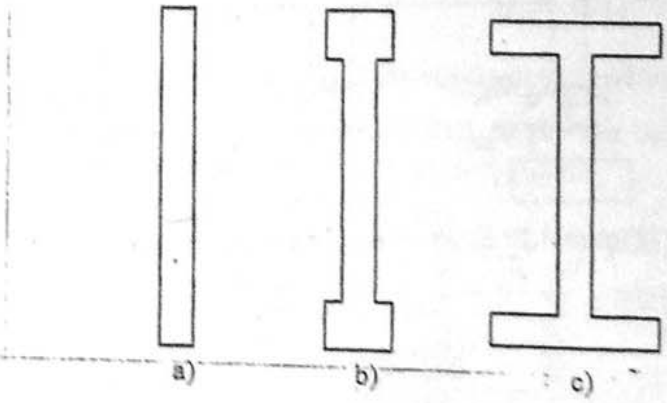


Figura 4.1 Forme regulate în secţiune transversală a pereţilor

Secţiunile de tip halteră sau cu tălpi de dimensiuni reduse sunt utile în cazul în care forţa axială este relativ mare (structuri cu multe etaje). Prezenţa evazărilor la capete împiedică pierderea stabilităţii laterale a pereţilor.

Este recomandat ca formele complicate ale secţiunilor transversale să fie evitate. Aceste secţiuni au comportare foarte diferită la schimbarea sensului de acţiune a forţei seismice.

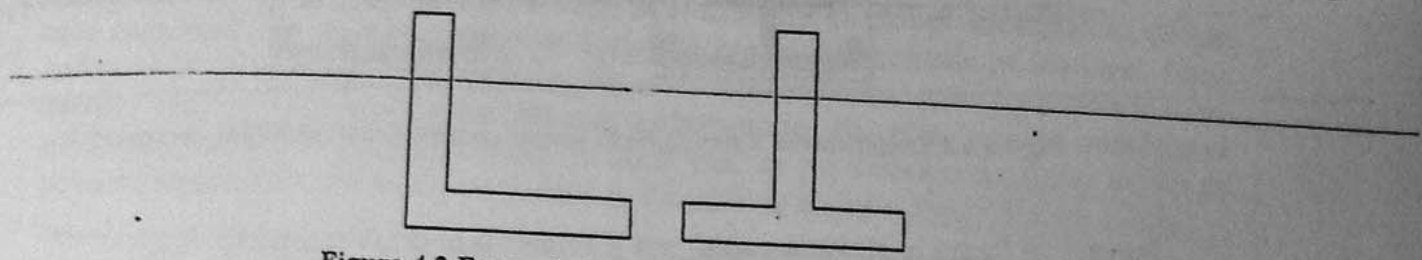


Figura 4.2 Forme de evitat ale secţiunilor transversale

De exemplu, pentru un perete cu secţiunea în formă de „T" se remarcă o diferenţă mare a rotirii ultime corespunzătoare celor două sensuri de acţiune seismică orientată în direcţia axului inimii peretelui. Dacă zona comprimată este plasată la capătul fără talpă al secţiunii, aceasta are o înălţimea mare relativ la dimensiunea peretelui şi, prin urmare, deformaţia în armătura întinsă în momentul ruperii este foarte redusă. Secţiunea prezintă în acest caz o ductilitate scăzută. Dacă zona comprimată se află în partea opusă (în talpa secţiunii), aceasta are o înălţime redusă şi, prin urmare, deformaţia armăturii întinse în momentul ruperii este mare. Secţiunea prezintă în acest caz o ductilitate mare. Ţinând cont că acţiunea seismică are caracter reversibil este recomandabil să fie evitate astfel de secţiuni cu comportare radical diferită pentru două sensuri opuse de acţiune seismică.

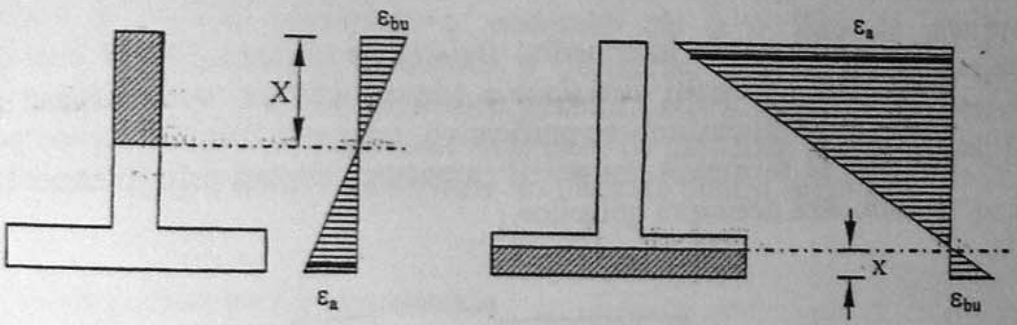


Figura 4.3 Comportarea pereţilor cu secţiune în formă de „T"

De asemenea, trebuie evitate structurile cu pereţi structurali deşi care se intersectează. Comportarea acestor structuri este greu de anticipat prin calcul deoarece nu se poate stabili care este dimensiunea tălpii active iar modelul structural este foarte complicat. Este preferabilă utilizarea unei densităţi mai reduse a pereţilor în structură cu condiţia ca aceştia să aibă secţiuni regulate şi să fie dispuşi astfel încât comportarea de ansamblu a structurii să fie previzibilă.

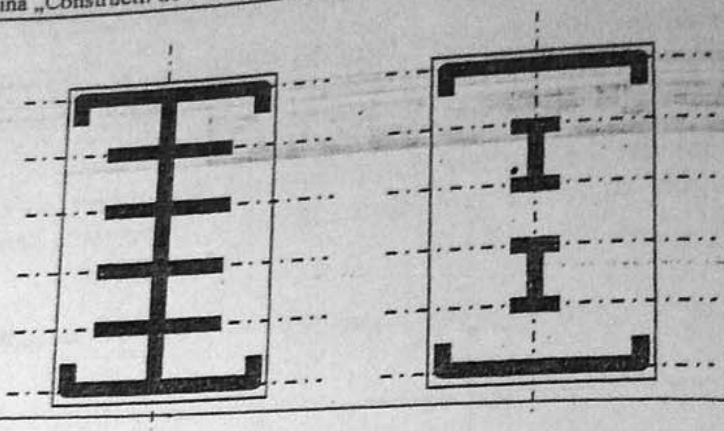


Figura 4.4 Simplificarea a structurii în scopul sporirii predictibilității comportării

Funcție de forma în elevație pereții pot fi împărțiți în două categorii:

- pereți izolați, fără goluri, ce au o comportare de consolă sub acțiunea forțelor laterale. În acest caz grinzile, dacă există, au rigiditate redusă comparativ cu pereții și nu pot influența comportarea de ansamblu a acestora.

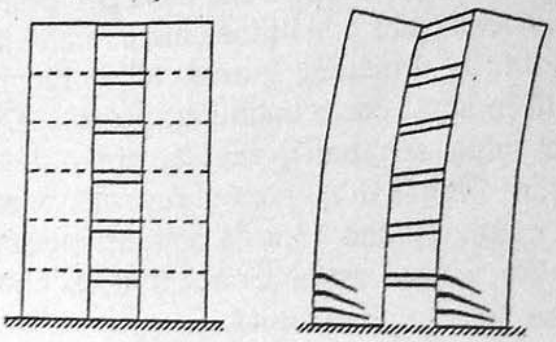


Figura 4.5 Structură cu pereți independenți. Modul de deformare.

- pereți cuplați prin intermediul riglelor de cuplare. Pereții cuplați apar acolo unde, din necesități funcționale sau structurale, sunt dispuse goluri. Dacă golurile au dimensiuni semnificative, cum este cazul golurilor pentru uși sau ferestre, se formează doi pereți (montanți) cuplați prin intermediul riglelor ce se formează deasupra golurilor.

Figura 4.6 Pereți „perfect" cuplați. Modul de deformare.

Funcție de dimensiunea golurilor pereții pot prezenta moduri de comportare diferite. Dacă golurile sunt relativ mici, atunci riglele de cuplare sunt foarte puternice și pot asigura un cuplaj „perfect" între montanții ce se formează (vezi figura de mai sus). Dacă dimpotrivă golurile sunt foarte mari, atunci riglele de cuplare sunt slabe și nu pot asigura cuplajul între montanți. Montanții se comportă ca pereții independenți. Astfel, prin variația dimensiunii golurilor se poate calibra atât rigiditatea cât și rezistența structurii.

Din punct de vedere al formei în elevație se recomandă ca pereții structurali să fie cât mai monotoni. Nu sunt recomandate variațiile bruște ale secțiunii pe înălțime. Dacă totuși astfel de alcătuiri sunt necesare din considerente de funcționalitate trebuie luate măsuri care să contrabalanseze efectele nefavorabile. Nu este permisă suprimarea totală a pereților la un anumit nivel. În acest caz, se pot forma mecanisme locale de cedare defavorabile din punct de vedere al disipării de energie. (vezi punctul 3.3.3)

Grosimea pereților se alege constantă pe înălțime. La clădiri înalte, cu mai mult de zece niveluri, se admite variația acesteia. Grosimea minimă a pereților este dictată de considerente tehnologice (turnarea betonului în bune condiții) și structurale (împiedicarea pierderii stabilității).

4.2. Determinarea eforturilor secționale de dimensionare

Determinarea eforturilor secționale de dimensionare se face pornind de la rezultatele calculului static al structurii. Calculul static se poate face utilizând programe de calcul automat pe modele plane sau spațiale.

Modelele spațiale se pot construi relativ ușor cu ajutorul interfețelor grafice ale programelor de calcul avansate (Etabs, Sap) disponibile astăzi. Totuși, pentru reducerea volumului de calcul necesar rezolvării unei structuri spațiale aceste programe se bazează pe o serie de ipoteze simplificatoare. Aceste ipoteze trebuie cunoscute de către proiectant. Este absolut necesară consultarea manualelor de utilizare atât în faza de construcție a modelului cât și în faza de interpretare a rezultatelor. Utilizarea fără discernământ a programelor de calcul automat poate conduce la erori grave de proiectare. Este necesar ca rezultatele să fie cercetate cu atenție pentru a putea fi depistate eventualele erori de modelare sau de calcul. În acest scop apare necesară utilizarea unor modele simplificate pentru verificare.

4.2.1 Rigiditatea elementelor structurale

La calculul eforturilor secționale în elementele structurale trebuie să se țină seama de reducerea de rigiditate a elementelor de beton armat datorată fisurării. Trebuie reamintit că, în mod curent, elementele de beton armat lucrează în stadiul II, fisurat.

Astfel, pentru determinarea rigidității în stadiul II se poate utiliza metoda exactă de calcul a elementelor de beton armat ce se bazează pe considerarea simultană a condițiilor statice, geometrice și a legilor fizice de comportare pentru oțel și beton.

În cazuri curente se pot utiliza valori echivalente ale caracteristicilor secționale pe baza recomandărilor din normele de proiectare.

Codul de proiectare a structurilor cu pereţi P85/96 propune următorii factori pentru determinarea caracteristicilor secţionale echivalente ale elementelor structurale de beton armat.

- Pentru pereţi izolaţi (necuplaţi)

  $I_e = 0,7\ I_b$

  $A_e = 0,7\ A_b$

  $A_{fe} = 0,5\ A_{fb}$

- Pentru pereţi cuplaţi – montantul cel mai comprimat

  $I_e = 0,8\ I_b$

  $A_e = 1,0\ A_b$

  $A_{fe} = 0,7\ A_{fb}$

- Pentru pereţi cuplaţi – montantul întins sau mai puţin comprimat

  $I_e = 0,5\ I_b$

  $A_e = 0,5\ A_b$

  $A_{fe} = 0,35\ A_{fb}$

- Pentru pereţi cuplaţi – rigla de cuplare

  $I_e \approx 0,2\text{-}0,3\ I_b$

  $A_{fe} = 0,3\ A_{bf}$ în cazul armării cu carcase ortogonale

  $A_{fe} = 0,6\ A_{bf}$ în cazul armării cu carcase diagonale

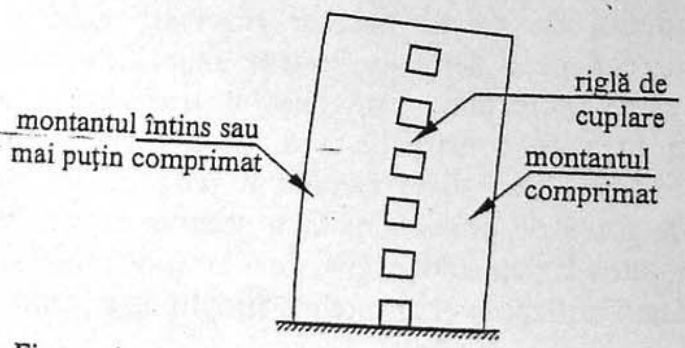


Figura 4.7 Pereţi cuplaţi. Semnificaţia denumirilor.

I_b, A_b, A_{fb} semnifică momentul de inerţie, aria şi aria de forfecare a secţiunii transversale brute de beton. Aceleaşi mărimi pentru secţiunea echivalentă, fisurată, sunt notate cu I_e, A_e, A_{fe}.

După cum se observă din relaţiile de mai sus, autorii codului de proiectare au ţinut cont de variaţia rigidităţii datorată forţei axiale. Astfel în cazul montanţilor întinşi sau mai puţin comprimaţi sunt propuşi factori de reducere mai mici decât în cazul montanţilor comprimaţi puternic. Acest fapt este justificat deoarece dacă forţa axială de compresiune este redusă atunci înălţimea zonei comprimate este mică şi fisurile pătrund puternic în inima peretelui.

Noua versiune a codului de proiectare pentru structuri cu pereţi din beton armat, CR2-1-1.1 propune o abordare nouă în care mărimile caracteristice pentru secţiunea fisurată a montanţilor sunt stabilite funcţie de intensitatea efortului axial.

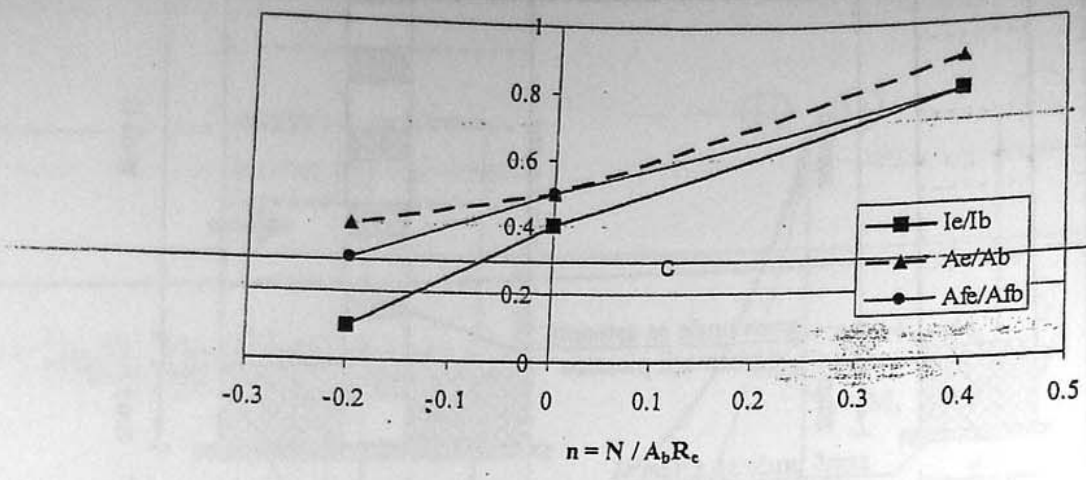


Figura 4.8 Caracteristici secţionale echivalente pentru pereţi conform CR 2 1-1.1

În cazul riglelor de cuplare sunt recomandaţi următorii factori de reducere:

- În cazul armării cu carcase ortogonale

$I_e = 0{,}4\ I_b$

$A_{fe} = 0{,}4\ A_{bf}$

- În cazul armării cu carcase ortogonale

$I_e = 0{,}6\ I_b$

$A_{fe} = 0{,}6\ A_{bf}$

4.2.2 Stabilirea eforturilor de dimensionare

Eforturile de dimensionare a elementelor structurale sunt derivate din cele obţinute în urma calculului structural de ansamblu astfel încât să se dirijeze în mod convenabil mecanismul de plastificare ales. Şi în cazul structurilor cu pereţi se aplică metoda proiectării capacităţii de rezistenţă descrisă în cap. 3.

Mecanismul de plastificare cel mai favorabil presupune formarea articulaţiilor plastice la extremităţile grinzilor de cuplare şi la baza pereţilor structurali. În cazul pereţilor independenţi se urmăreşte formarea de articulaţii plastice numai la baza pereţilor.

Lungimea plastică se stabileşte, conform recomandărilor din codul de proiectare, funcţie de înălţimea secţiunii transversale, h, şi înălţimea propriu-zisă a peretelui în elevaţie, H.

$l_p = 0{,}4h + 0{,}05H$

Valoarea l_p astfel-determinată se rotunjeşte la un număr întreg de niveluri. Zona de la baza peretelui delimitată de lungimea l_p, unde se aşteaptă apariţia de deformaţii plastice este denumită în codul românesc „zona A". Restul peretelui pentru care se doreşte o comportare elastică este denumit „zona B". Riglele de cuplare se consideră că se plastifică pe toată lungimea lor.

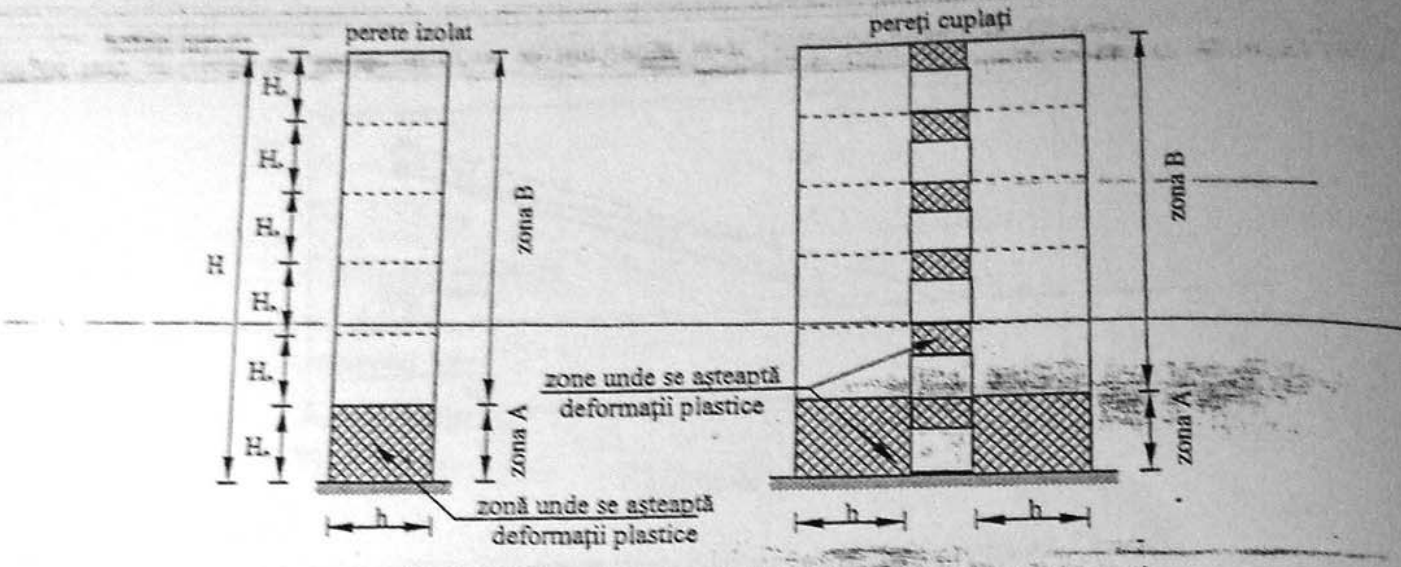


Figura 4.9 Mecanisme de plastificare pentru structuri cu pereți

4.2.2.2 Momente încovoietoare de dimensionare

Așa cum s-a menționat anterior, în zona A a montanților se dorește dirijarea deformațiilor plastice. În această zonă trebuie luate măsuri speciale de armare astfel încât să se asigure o ductilitate adecvată.

Momentul de dimensionare $M_{Ed,0}$ se ia egal cu momentul de la baza peretelui rezultat în urma calculului static pe baza forțelor seismice de cod, $M'_{Ed,0}$ (indicele „0" arată că este vorba despre momentul de la baza peretelui).

$$M_{Ed,0} = M'_{Ed,0}$$

În zona B a peretelui nu sunt permise incursiunile în domeniul neliniar. De aceea, prin proiectare trebuie că momentele capabile ale peretelui pe înălțime sunt mai mari decât cele corespunzătoare formării articulației plastice la bază.

$$M_{Ed} = \gamma_{Rd} \Omega M'_{Ed}$$

unde

γ_{Rd} coeficient de corecție a eforturilor de încovoiere în pereți care ia valoarea 1,30 pentru zona B a pereților

Ω factor de suprarezistență a peretelui în zona A

M'_{Ed} momentul rezultat în urma calculului static al structurii pe baza forțelor seismice de proiectare

Factorul de suprarezistență, Ω, se calculează cu relația:

$$\omega = \frac{M_{Rd,0}}{M_{Ed,0}}$$

unde

$M_{Rd,0}$ momentul capabil de răsturnare la baza peretelui (la baza zonei A), asociat mecanismului de plastificare a peretelui structural

$M_{Ed,0}$ momentul de răsturnare corespunzător încărcărilor seismice de proiectare

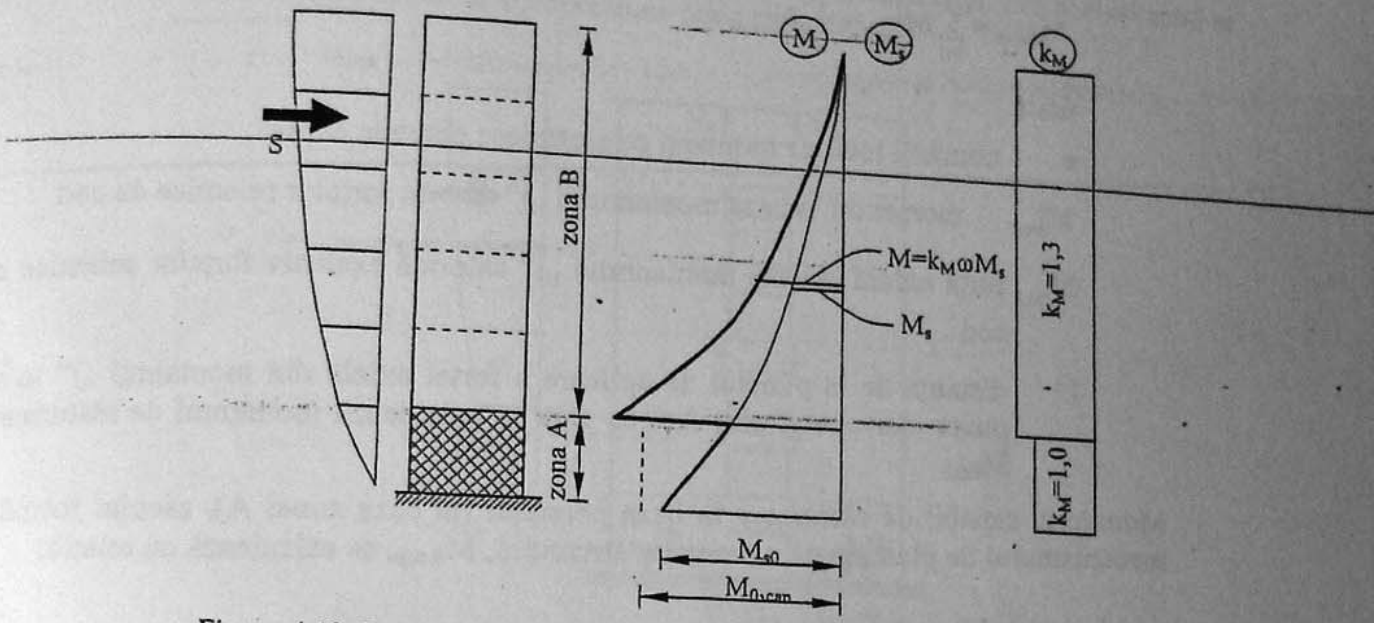


Figura 4.10 Determinarea momentelor de dimensionare pentru montanţi

În cazul pereţilor izolaţi valoarea momentul capabil de răsturnare la baza peretelui, $M_{Rd,0}$, se calculează utilizând metoda exactă de calcul la compresiune excentrică a elementele de beton armat de tip bară. Forţa axială corespunde grupării speciale de încărcări, pentru sensul considerat al acţiunii seismice. Utilizarea metodei simplificate de calcul nu este acceptată deoarece în cazul pereţilor nu mai poate fi neglijată contribuţia armăturilor intermediare.

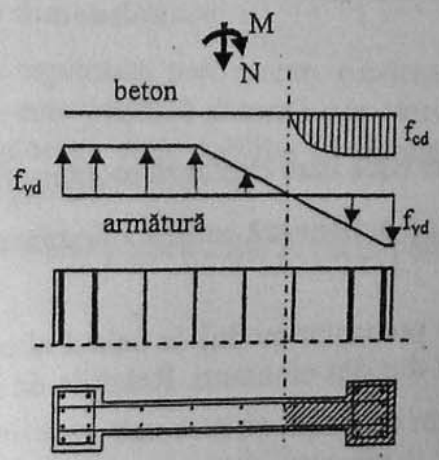


Figura 4.11 Distribuţia de eforturi în armătură şi beton pentru un perete

În cazul pereţilor cuplaţi, calculul momentului de răsturnare se face în ansamblu pentru toţi montanţii însumând momentele la baza fiecărui montant cu momentul dat forţele axiale faţă de un punct convenabil ales. Forţele axiale utilizate în acest calcul

reprezintă efectul indirect datorat forţelor laterale şi se calculează exclusiv pe baza acestor încărcări.

Astfel, momentul de răsturnare corespunzător încărcărilor seismice de proiectare, $M_{Ed,0}$, se poate determina cu relaţia:

$$M_{Ed,0} = \sum_{j=1}^{n} M^{j}_{Ed,0} + \sum_{j=1}^{n} N^{j}_{Ed,0} L^{j}$$

unde

n numărul total de montanţi ce alcătuiesc peretele cuplat

$M^{j}_{Ed,0}$ momentul la baza montantului „j" datorat forţelor seismice de cod

$N^{j}_{Ed,0}$ forţa axială la baza montantului „j" datorată exclusiv forţelor seismice de cod

L^{j} distanţa de la punctul de aplicare a forţei axiale din montantul „j" la un punct convenabil ales faţă de care se calculează momentul de răsturnare, $M_{Ed,0}$

Momentul capabil de răsturnare la baza peretelui (la baza zonei A), asociat formării mecanismului de plastificare a peretelui structural, $M_{0,cap}$, se calculează cu relaţia:

$$M_{Rd,0} = \sum_{j=1}^{n} M^{j}_{Rd,0} + \sum_{j=1}^{n} N^{j}_{Ed,0} L^{j}$$

unde

$M^{j}_{Rd,0}$ momentul capabil al montantului „j" la bază, calculat ca pentru un perete izolat

$N^{j}_{Ed,0}$ forţa axială la baza montantului „j" asociată formării mecanismului de plastificare ce se poate calcula cu relaţia următoare:

$$N^{j}_{Ed,0} = \sum_{i=1}^{m} V^{i}_{Ed\,i}$$

unde

m numărul total de rigle care cuplează montantul „j"

$V^{i}_{Ed\,i}$ forţa tăietoare ce acţionează asupra montantului „j" după plastificarea riglei de cuplare „i"

În figura următoare este prezentat modul de calcul al momentelor de răsturnare pentru un perete cuplat alcătuit din doi montanţi. Relaţiile de calcul adaptate pentru acest caz particular sunt:

$$M_{Ed,0} = M^{1}_{Ed,0} + M^{2}_{Ed,0} + N^{1}_{Ed,0} L = M^{1}_{Ed,0} + M^{2}_{Ed,0} + N^{2}_{Ed,0} L$$

$$M_{Rd,0} = M^{1}_{Rd,0} + M^{2}_{Rd,0} + N^{1}_{Ed,0} L = M^{1}_{Rd,0} + M^{2}_{Rd,0} + N^{2}_{Ed,0} L$$

Semnificaţiile termenilor sunt similare celor din relaţiile generale de calcul. Prin indicii „1" şi „2" s-au notat cei doi montanţi.

Forţa axială $N^{I}_{Ed,0}$ este de întindere pentru sensul considerat al acţiunii seismice. Forţa $N^{I}_{s,0}$ rezultă direct din calculul static al structurii în ipoteza de încărcare numai cu forţe seismice. Forţa $N^{I}_{s,0}$ se calculează ca suma tuturor forţelor tăietoare asociate plastificării riglelor de cuplare ce acţionează asupra montantului „1". În acelaşi mod se calculează şi forţele axiale de compresiune din montantul „2".

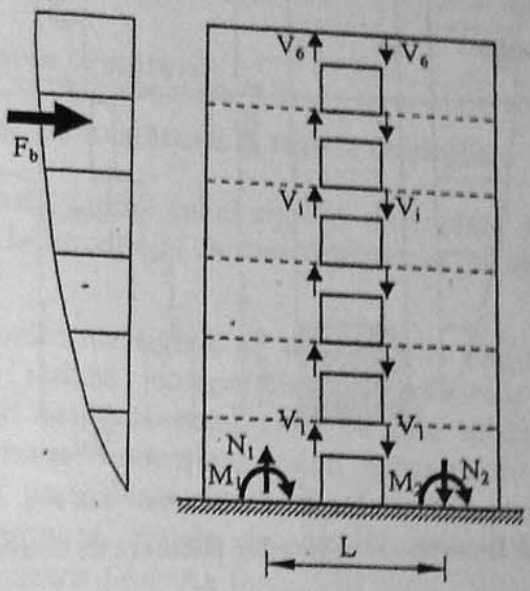


Figura 4.12 Schema de calcul a momentelor de răsturnare pentru un perete cuplare

Riglele de cuplare se pot plastifica din încovoiere astfel că momentul încovoietor de dimensionare, M, este egal cu cel rezultat din calculul static al structurii sub acţiunea forţelor seismice de cod, M_{Ed}.

$$M_{Ed} = M'_{Ed}$$

4.2.2.3 Forţe tăietoare de dimensionare

Aşa cum s-a menţionat în capitolele precedente, ruperea elementelor de beton armat datorită forţei tăietoare nu este permisă datorită caracterului ei neductil. Prin urmare, forţele tăietoare de dimensionare sunt stabilite ca forţele tăietoare maxime ce se pot dezvolta în elementele structurale.

Relaţia de calcul este aceeaşi atât pentru zona A cât şi pentru zona B a montanţilor:

$$Q = \gamma_{Rd}\Omega Q'_{Edc}$$

unde

γ_{Rd} coeficient supraunitar ce ţine cont de faptul că răspunsul dinamic al structurii la ale acţiunea seismică e diferit de cel asociat aplicării statice a forţei seismice

ω factor de suprarezistenţă a peretelui la încovoiere în zona A. Modul de calcul al acestui factor a fost prezentat la punctul anterior.

Q_s forţa tăietoare rezultată în urma calculului static al structurii sub acţiunea forţelor seismice de cod

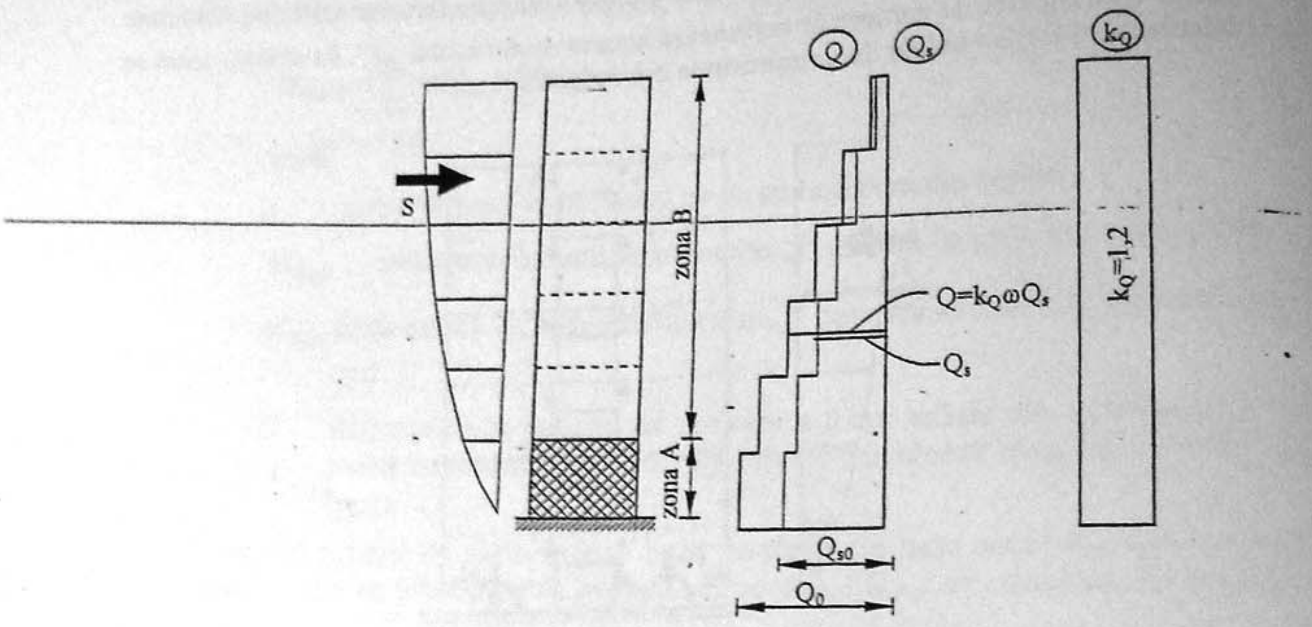


Figura 4.13 Determinarea forţelor tăietoare de dimensionare pentru montanţi

Pentru riglele de cuplare, forţele tăietoare de calcul se determină considerând că la capetele acestora se dezvoltă momentele încovoietoare capabile (s-au format articulaţii plastice la capetele riglei). Datorită faptul că riglele de cuplare au deschidere mică, comparativ cu înălţimea lor, aportul încărcărilor gravitaţionale poate fi neglijat la determinarea forţelor tăietoare de dimensionare.

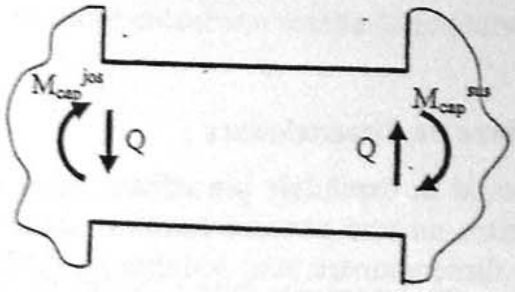


Figura 4.14 Schema de calcul a forţelor tăietoare de dimensionare în riglele de cuplare

$$Q = 1{,}25\frac{\left|M_{Rd}^{jos}\right| + \left|M_{Rd}^{sus}\right|}{l_r}$$

unde

M_{Rd}^{jos} valoarea momentului capabil pozitiv, de la partea inferioară

M_{Rd}^{sus} valoarea momentului capabil negativ, de la partea superioară. La determinarea acestui moment trebuie ţinut cont şi de armăturile din zona activă de placă orientate paralel cu grinda de cuplare

l_r lumina grinzii de cuplare

1,25 factor ce ţine cont de suprarezistenţa armăturii faţă de valoare R_s a efortului capabil de proiectare

4.3. Calculul şi dispunerea armăturii

4.3.1 Calculul şi dispunerea armăturii în riglele de cuplare

La acest capitol se va trata numai cazul riglelor de cuplare având înălţimea, h, mai mică decât deschiderea, l_r, armate cu carcase ortogonale (alcătuite din bare orizontale şi etrieri).

Datorită proporţiilor geometrice riglele de cuplare sunt expuse în principal acţiunii seismice. Deschiderea redusă comparativ cu înălţimea face ca încărcările gravitaţionale să poată fi neglijate comparativ cu cele seismice. În cele mai multe cazuri diagrama de moment evidenţiază valori aproximativ egale ale momentelor încovoietoare, M, de la partea superioară şi inferioară, pentru ambele sensuri de acţiune seismică. Prin urmare, riglele de cuplare se calculează la încovoiere ca elemente dublu armate simetric (Aa=Aa').

$$A_{s1} = A'_{s2} = \frac{M_{Ed}}{f_{yd}(d - a)}$$

Armătura A_{s1} şi A_{s2} rezultată din calculul la încovoiere se dispune concentrată la partea inferioară şi superioară a secţiunii. Se recomandă utilizarea de bare din oţel PC52 de diametru minim 12mm. La dispunerea armăturii trebuie avută în vedere asigurarea condiţiilor pentru turnarea corectă a betonului.

Suplimentar se vor dispune constructiv şi bare intermediare de armătură de diametru minim 12mm. Procentul minim de armare recomandat de cod este de 0,25%..0,40% funcţie de proporţiile geometrice ale riglei şi de zona seismică de calcul.

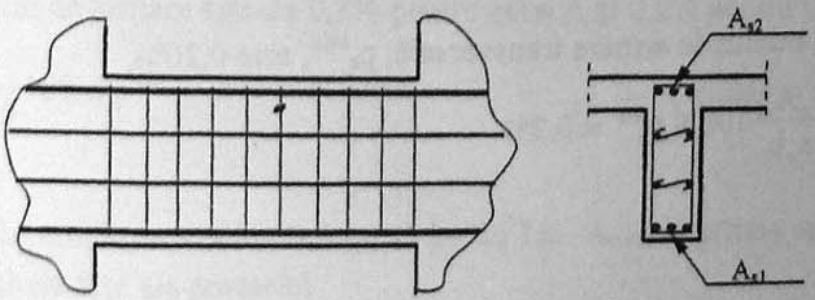


Figura 4.15 Armarea riglelor de cuplare cu carcase ortogonale

Datorită proporţiilor geometrice şi a modului de solicitare grinzile de cuplare sunt elemente sensibile la forţă tăietoare. Prin urmare este necesară limitarea valorii forţei tăietoare din riglă:

$V_{Ed} \le 2bdf_{ctd}$

unde

V_{Ed} forţa tăietoare de dimensionare

b lăţimea secţiunii transversale

d înălţimea utilă a secţiunii transversale

f_{ctd} rezistenţa betonului la întindere

Dacă această condiţie nu este satisfăcută atunci trebuie redimensionată secţiunea de beton a riglei. Acest lucru se poate face fie prin sporirea înălţimii, h, fie a lăţimii, b. După redimensionarea secţiunii de beton trebuie analizată necesitatea refacerii calculului static al structurii în ansamblu.

Determinarea necesarului de armătură transversală se face prin neglijarea contribuţiei betonului la preluarea forţei tăietoare. Astfel, forţa tăietoare se calculează ca efortul capabil la întindere al tuturor etrierilor intersectaţi de o fisură înclinată la 45°.

$$Q = \frac{h}{a_e} n_e A_{ae} R_{at}$$

unde

a_e distanţa dintre etrieri. Raportul h/a_e reprezintă numărul de etrieri intersectaţi de o fisură înclinată la 45° dacă $h>l_r$

n_e numărul de ramuri de etrier

A_{ae} aria unei ramuri de etrier

R_{at} rezistenţa de calcul a armăturii transversale ($R_{at}=0,8R_a$)

Din relaţia de mai sus, cunoscându-se forţa tăietoare de dimensionare, se determină în mod obişnuit distanţa maximă între etrieri, a_e, după ce se aleg n_e şi A_{ae}.

Diametru minim al etrierilor este de 6mm. Distanţa între etrieri a_e se limitează conform relaţiilor:

$a_e \le 8d$, $a_e \le 150mm$

unde d este diametrul minim al armăturii longitudinale de la partea superioară şi inferioară.

Procentul minim de armare transversală, p_e^{min}, este 0,20%.

$$p_e = \frac{n_e A_{ae}}{a_e b} 100 \le p_e^{min} = 0,2\%$$

4.3.2 Calculul şi dispunerea armăturii în montanţi

În mod curent în pereţii structurali de beton armat se dispun următoarele tipuri de bare:

- Armătură verticală pentru încovoiere la extremităţi, A_a
- Armătură verticală în inima peretelui, A_{av}
- Armătură transversală sub formă de etrieri la extremităţile secţiunii transversale
- Armătură orizontală pe inima secţiunii, A_{ao}

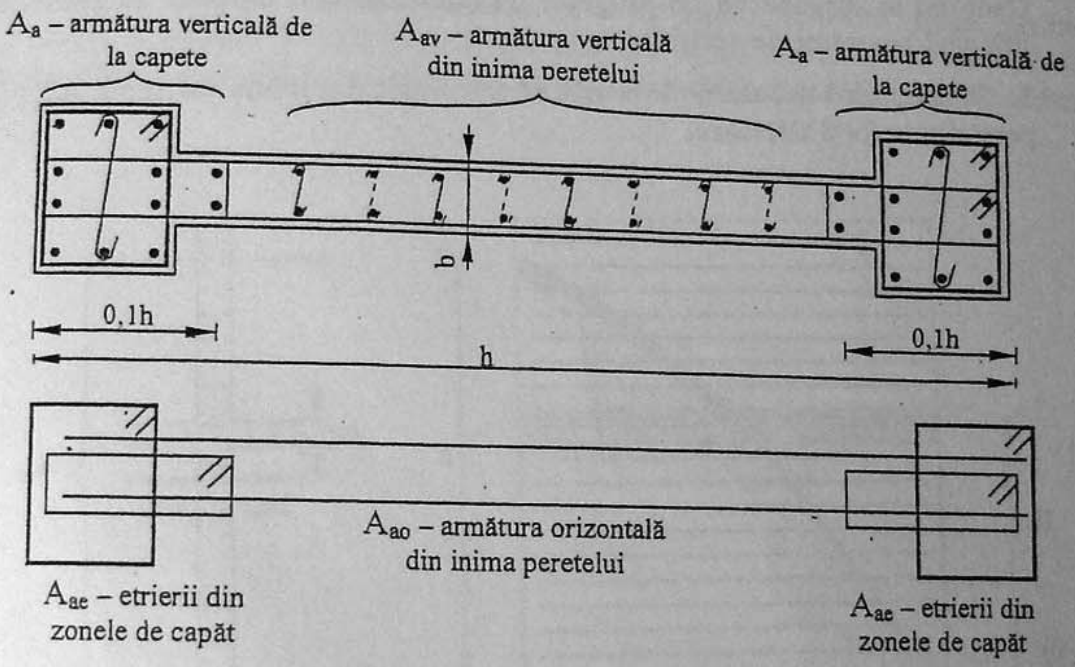


Figura 4.16 Modul de armare a pereţilor structurali

Necesarul de armătură din montanţi se poate determina urmărind paşii de mai jos.

1. Se dispune armătura verticală din inima secţiunii, A_{av}, pe baza criteriilor constructive de armare.

Procentul minim de armare este de 0,3% pentru zona A şi 0,2% pentru zona B.

$$p = \frac{A_{av/m}}{b * 1000} 100 \leq p^{min}$$

unde

$A_{av/m}$ aria de armătura verticală dispusă pe un 1m. $A_{av/m}$ cuprinde ariile barelor de la ambele feţe ale peretelui

b lăţimea inimii peretelui

În mod uzual se folosesc diametre de 8mm, 10mm sau 12mm. Dacă este necesar se pot utiliza diametre de până la 20mm.

Distanţa maximă între barele verticale din inimă este de 250mm. Uzual se recomandă o distanţă de 200mm.

2. Se determină armătura longitudinală de la extremităţi, A_a.

Pentru efectuarea calculului de dimensionare trebuie utilizat un program de dimensionare a secţiunilor de beton armat bazat pe metoda exactă de calcul.

Procentul minim de armare pentru armătura verticală de la extremităţi, în cazul armării cu oţel tip PC52 sau PC60, este:

$$p_{min} = \begin{cases} 0{,}60\% \text{ pentru zona A} \\ 0{,}50\% \text{ pentru zona B} \end{cases}$$

Se pot folosi bare de diametru 12m până la 20mm. Distanţa între bare este de regulă mai mică de 200mm.

Dacă nu se dispune de un program de dimensionare, calculul se poate face iterativ folosind programe de verificare.

3. Se determină necesarul de armătură orizontală din inima secţiunii, A_{ao} prin calculul peretelui la forţă tăietoare.

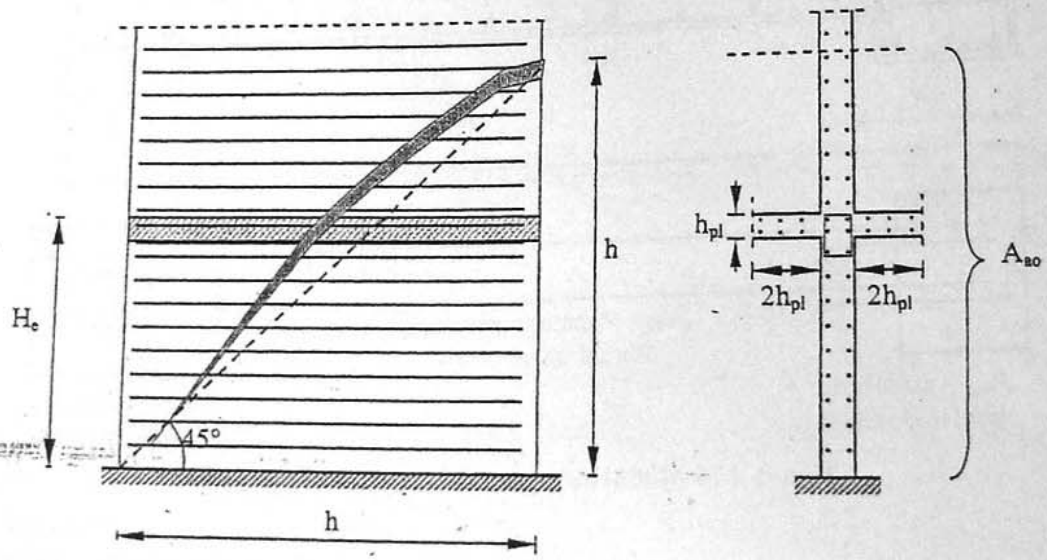


Figura 4.17 Armătura A_{ao} utilizată în calculul la forţă tăietoare

Dacă peretele face parte din categoria pereţilor lungi având H>h, atunci calculul armăturii orizontale se face cu relaţia:

$$Q = Q_b + A_{ao} R_{at}$$

unde

Q_b forţa tăietoare preluată de beton

$$Q_b = \begin{cases} 0{,}3bh\sigma_0 \le 0{,}6bhR_t & \text{pentru zonaA} \\ bh(0{,}7R_t + 0{,}2\sigma_0) & \text{pentru zona B} \end{cases}$$

σ_0 . efortul unitar mediu de compresiune

R_t rezistenţa la întindere a betonului

A_{ao} suma armăturilor orizontale intersectate de o fisură înclinată la 45°, incluzând armătura din centuri şi armătura din zona aferentă de placă

R_{at} rezistenţa de calcul a armăturii transversale

Pentru armarea orizontală a inimii se utilizează în mod uzual bare de diametru 8mm, 10mm sau 12mm. Dacă este necesar din calcul se pot utiliza şi diametre mai mari 14mm-20mm.

Procentele minime de armare, în cazul utilizării oţelului de tip PC52 sau PC60, sunt:

$$p_{min} = \begin{cases} 0{,}25\% \text{ pentru zona A} \\ 0{,}20\% \text{ pentru zona B} \end{cases}$$

Distanţa maximă între bare este de 350mm. De regulă barele se dispun însă la distanţe mai reduse situate în jurul valorii de 200 mm.

Modul de calcul la forţă tăietoare prezentat în acest capitol este util numai pentru calculul pereţilor „lungi". Pereţii „scurţi" caracterizaţi de un raport h/H>1 au mod de comportare diferit, apropiat de cel al consolelor scurte, astfel că relaţiile de calcul sunt diferite.